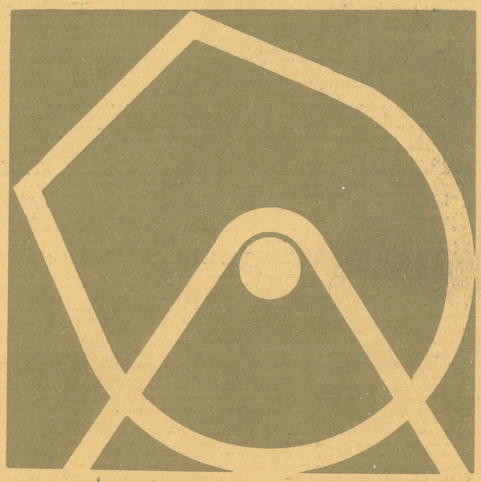


Fernando Cassinello Pérez

CONSTRUCCION

HORMIGONERIA

construcción

hormigonería

Segunda Edición

F. Cassinello
Dr. Arquitecto

Catedrático de Construcción
de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid

Esta obra es una coedición de:

INSTITUTO JUAN DE HERRERA
Escuela Técnica Superior de Arquitectura
Madrid

Editorial Rueda

COLABORADORES:
JOSE MARTI, delineante proyectista.
BENJAMIN GUTIERREZ, fotógrafo.
ROSA MARI RODRIGUEZ, mecanógrafa.
JUAN JOSE MORALES, grafista.

© Fernando Gassinello Pérez, 1996
© Instituto Juan de Herrera, 1996
© Editorial Rueda, S. L., Madrid, 1996

I.S.B.N.: 84-920297-4-9 (Instituto J. Herrera)
I.S.B.N.: 84-7207-095-6 (Editorial Rueda)
Depósito Legal: M-40965-1996

Editorial Rueda, S. L.
Porto Cristo, 13
28924 Alcorcón (Madrid)
Tel. (91) 619 27 79 • Fax. (91) 610 28 55

presentación

Era imposible no querer a Fernando Cassinello. Era mayor que el "tamaño natural", como deben hacerse las estatuas de hombres ilustres, tanto en lo físico: alto, gordo, fuerte; como en el carácter: optimista incorregible, trabajador incansable, discutidor impenitente. Su desbordante vitalidad le hacía tirar adelante sin regatear esfuerzos en empeños propios y ajenos, con la generosidad sin límite propia de quien se siente poseedor de una ilimitada energía.

Un profesor así, era ya una rara avis en un ambiente universitario donde la gente empezaba a apreciar las ventajas de practicar el arte de la caza a la espera, que tanto se ha perfeccionado y popularizado en los últimos años.

Era imposible no quererlo, pese a ser un triunfador, catedrático de Construcción al primer intento, después de una sorprendente tentativa de serlo de ¡¡Teoría del Arte!! en competencia con Víctor D'Ors y, a la vez, una carrera meteórica en el Torroja, donde era director en funciones, mientras proyectaba y dirigía importantes edificios.

Empecé a entender su auténtica dimensión humana al ver la entereza con la que se enfrentó a su tragedia. Asumió, sin dudarlo, su responsabilidad. Comprendió que su posición no podía ser defendida de forma automática por todos los compañeros, sin llevar nunca el tema al terreno personal. Luego hizo lo más difícil: volver a la Escuela y reanudar sus obligaciones docentes con total normalidad, por pocos años, desgraciadamante.

Después de su prematura muerte, el aprecio y la comprensión dejaron paso a la admiración. Sólo una persona extraordinaria ha podido dejar semejante huella en su familia; en ello tuvo la ayuda de otra persona fuera de lo común, también desaparecida demasiado pronto, Pepa Cassinello (como ella quería que la llamaran). Fue el complemento de este hombre grande, que fue un gran hombre cuando tuvo la suerte de cara, y supo seguir siéndolo cuando le dio la espalda.

Reeditar uno de sus dos libros publicados, de una colección que iba a constar de nueve, permite compaginar el homenaje personal a un amigo, con la política de recordar, mediante la reedición de algunas publicaciones de aquellos que tuvieron el valor de escribir, que la Escuela de Arquitectura de Madrid es una institución con una larga historia, que incluye numerosos profesores dignos de recuerdo.

No es un libro actual, no puede obviamente serlo, pero sí es un importante testimonio de un hombre muy ligado a quienes cambiaron de una forma radical el entendimiento y el uso del hormigón, y que al tiempo tuvo una intensa actividad profesional en el campo de la construcción.

Tiene, pues, este valor de documento, relativo no sólo a las nociones técnicas del momento (que han variado en poco más que aspectos cuantitativos), sino también al propio entendimiento del hormigón, como medio para hacer arquitectura por encima de los modelos concretos de análisis y las técnicas de puesta en obra.

Ricardo Aroca Hernández-Ros
Presidente del Instituto Juan de Herrera
Director de la E.T.S. de Arquitectura de Madrid

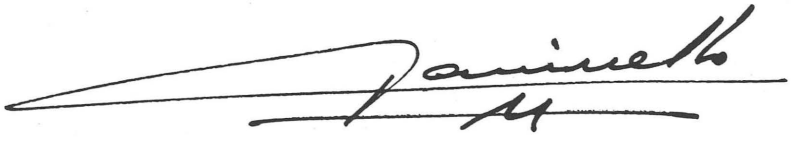
in memoriam...

A ti, Eduardo Torroja, pensé siempre dedicarte este libro de Construcción en Hormigón, como muestra, a la vez, de gratitud y admiración. Pero antes, para reavivar mi devoción a tu recuerdo, quiero retroceder en el tiempo y reproducir lo que sobre ti escribí aquel 15 de junio de 1961, día que nos dejaste:

> *«Científico y técnico a la vez; profesor de acentuado espíritu investigador; proyectista, soñador y realizador; personalidad compleja y completa en el sentido más humano».*
>
> *«Maestro de la enseñanza que sabía ponerse a nivel de sus alumnos facilitándoles el camino del aprendizaje, porque es esta devoción hacia el alumno lo que hace del profesorado una vocación capaz de justificar toda una vida».*
>
> *«Maestro en el campo de la práctica profesional, en la que trataba siempre de introducir los más recientes perfeccionamientos de la técnica, con una aguda intuición de sus ventajas y notable espíritu artístico».*
>
> *«Maestro, en fin, de la vida humana; hombre de visión clara y actividad incesante, con su meta siempre puesta en el deseo de progreso, comprensión y colaboración universal».*
>
> *«Ayer estaba con nosotros, dirigiéndonos, alentándonos con su sabio consejo, predicándonos con su ejemplo; hoy nos ha dejado como misión el perpetuar su labor, cuya continuidad todos estamos dispuestos a intentar, en la medida de nuestras fuerzas».*

Que este libro, a ti dedicado, Eduardo, lo veas, pese a todo, como muestra de que intento seguir fiel a tus enseñanzas y ejemplo, caminando tras tus huellas...

Madrid, enero 1974.



Página

1 Hormigonería 9

2 Propiedades del hormigón 25

3 Naturaleza del hormigón 47

4 Carácter de la construcción en hormigón . . 73

5 Cemento 97

6 Aridos 117

7 Agua 137

8 Adiciones 147

9 Fabricación 155

10 Encofrados 191

11 Hormigones vistos 249

12 Hormigón en masa 281

13 Hormigón armado 293

14 Armaduras 319

índice

		Página
15	Control	351
16	Cimentaciones	369
17	Elementos lineales	389
18	Forjados	409
19	Escaleras y rampas	437
20	Muros	455
21	Tipología estructural	477
22	Estructuras laminares	501
23	Ejecución de láminas	563
24	Hormigón pretensado	579
25	Tipología del hormigón pretensado	599
a	Apéndice	625
b	Bibliografía	655

1 hormigonería

Orígenes ☆ Historia
Calidad ☆ Ventajas ☆ Inconvenientes

Orígenes

La HORMIGONERIA es la CIENCIA y el ARTE de CONSTRUIR EN HORMIGON. Y aunque, considerado el HORMIGON como un CONGLOMERADO PETREO, su origen se remonta a la adolescencia de la historia, la verdad es que la HORMIGONERIA es una ciencia nueva, de poco más de un siglo de vida. Porque el HORMIGON, tal y como se le conoce hoy día, nace con el CEMENTO ARTIFICIAL, obtenido por primera vez por ASPDIN en el año 1824. Y aún tardará unos años en salir al mercado, puesto que la primera fábrica de cemento, la de JOHNSON, no inicia su producción industrial hasta el año 1840; y en España, su primera fábrica, la de TUDELA-VEGUIN, no entra en funcionamiento hasta el año 1898.

Y es a partir de entonces, con este nuevo producto en el mercado —CEMENTO—, cuando se inicia esta nueva rama de la CONSTRUCCION: HORMIGONERIA, cuyo desarrollo ha sido tan espectacular y sus campos de aplicación tan importantes que se puede afirmar que la producción industrial de cemento va paralela al desarrollo de los pueblos. En los gráficos de las figuras 1.1 y 1.2 se puede ver el crecimiento de esta industria en España, y el lugar que ocupa en el mundo de hoy.

Y es que el CEMENTO ha ido mejorando continuamente sus calidades y variedades, a la par que revalorizando su característica común, que le confiere el hecho de ser CONGLOMERANTE HIDRAULICO: capaz de conglomerar los áridos, mediante su mezcla con agua, y gracias a sus procesos de FRAGUADO y ENDURECIMIENTO, de carácter hidráulico; es decir: que su consolidación pétrea se verifica CON EL AGUA Y EN EL AGUA.

Al comienzo, los fenómenos de fraguado y endurecido eran de difícil aceptación y explicación por parte de los constructores, que se resistían al empleo de un material nacido en un laboratorio. Parecía cosa extraña y de brujería el construir todo a base de un polvo que pega. Pero pese a esta acogida fría, aun por los técnicos de aquella época, que vivían el entusiasmo de las construcciones metálicas, la realidad fue que el ce-

mento y sus hormigones fueron superando todos los inconvenientes, hasta llegar a conquistar un puesto de vanguardia en la construcción actual.

De su uso inicial, limitado a grandes macizos enterrados y ocultos, como avergonzados de mostrar su aspecto y su color gris triste, a su empleo actual, ha habido que vencer grandes dificultades, mejorando las calidades del material y ampliando los conocimientos del mismo. Y así, tras sus primeras soluciones, en las que se mostraba el cemento como mero sustituto de la cal en morteros y conglomerados en masa, pronto encuentra nuevos caminos tras su feliz alianza con el acero, que le permite constituir dos nuevos materiales: HORMIGON ARMADO y HORMIGON PRETENSADO. Y es a partir de entonces cuando grandes hombres con verdadera vocación progresista, y cientos de laboratorios en labor continua y monótona, pasan a ser los responsables del presente y futuro de este material, verdadero «material noble» de nuestro tiempo.

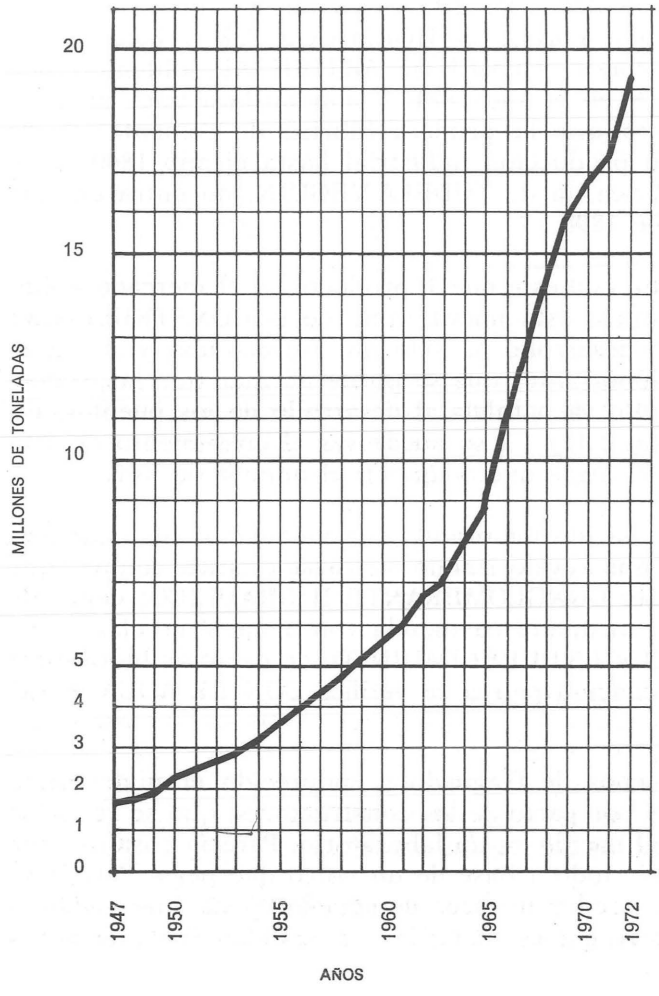


Fig. 1.1. Producción de cemento en España.

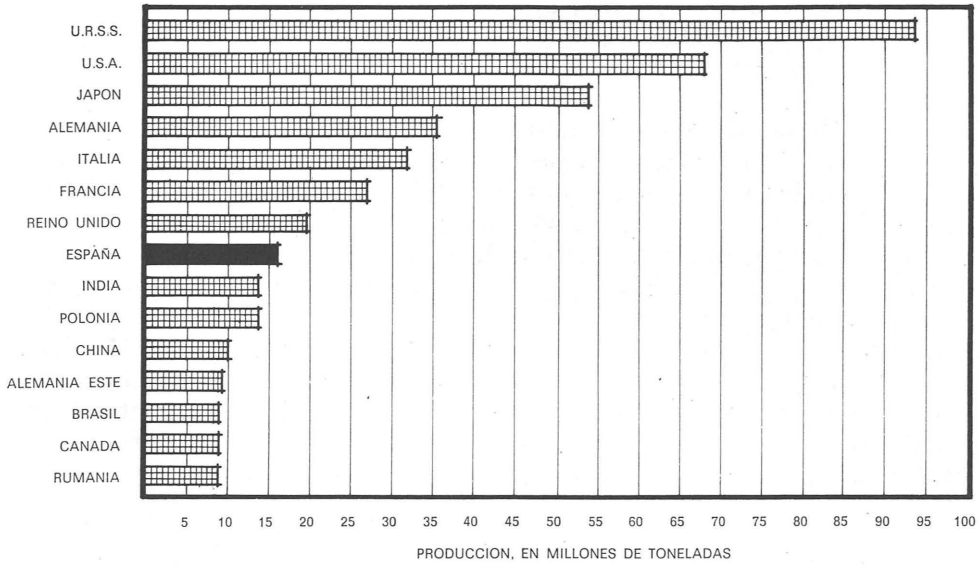


Fig. 1.2. Principales países productores de cemento (año 1970).

Historia

El protagonista —el CEMENTO— nació ¡en un tubo de ensayo!..., circunstancia que influyó de forma decisiva en su futuro. Porque, al contrario de los materiales naturales —piedra, madera...— y los artificiales de origen artesanal —adobe, ladrillo...—, su cuna científica le va a permitir el recorrer su caminar a la mano de la ciencia. Ello explica que un material sin apenas tradición y con tan corta historia, haya sido capaz de producir cambios tan radicales tanto en cuanto a sus METODOS como en cuanto a sus FORMAS. Y ello como consecuencia de ser el hormigón, en sus variantes de armado o pretensado, el primer material a la vez FORMACEO y ADECUORRESISTENTE, que se beneficia a su vez de su carácter FRANGIBLE Y TENAZ.

Ningún material ha sido capaz no sólo de crear una tecnología propia en tan corto plazo de tiempo, sino inclusive de recibir tan rápidamente la aceptación del público y su integración en el mundo constructivo. Y es que si el CEMENTO tuvo una cuna científica, el HORMIGON ARMADO la tuvo poética, en un jardín, el de MONIER, para que desde un principio TECNICA Y POESIA, CIENCIA Y ARTE, fuesen los firmes pilares de su desarrollo futuro. Un desarrollo que fue tímidamente iniciado por unos pocos arquitectos, ingenieros y constructores que, firmemente convencidos de sus ventajas, se lanzaron ilusionados por el camino nuevo. Sus sucesivas conquistas fueron las siguientes:

1847. COIGNET proyecta el primer encofrado para dar forma al hormigón en masa, reforzado con perfiles metálicos (terraza en Saint-Denis, construida en 1852).

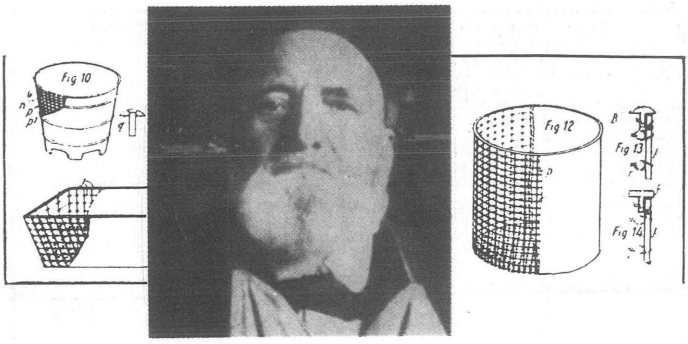


Fig. 1.3. Macetas de hormigón armado (Monier, 1849).

1848. LAMBOT proyecta una barca de hormigón armado, que se construye en 1855.

1849. MONIER construye el primer hormigón armado con telas metálicas en macetas y tiestos de jardín.

1872. MONIER construye el primer depósito de agua, de 110 m^3 de capacidad, de hormigón armado.

1875. WARD construye el primer forjado con viguetas metálicas y placa armada con tela metálica.

1878. MONIER patenta la primera viga de hormigón armado.

1880. RANSONE emplea por primera vez barras corrugadas, obtenidas por cuadradillos torsionados.

1880. HENNEBIQUE construye el primer forjado de hormigón armado con redondos.

1891. COIGNET emplea las primeras viguetas prefabricadas de hormigón armado.

1892. HENNEBIQUE construye la primera viga con estribos, en la construcción de un puente.

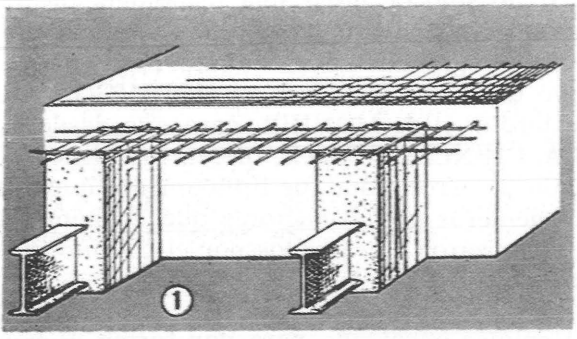


Fig. 1.4. Forjado de viguetas metálicas y hormigón (Ward, 1875).

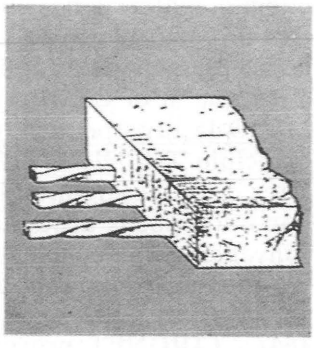


Fig. 1.5. Primer empleo de barras corrugadas (Ransone, 1880).

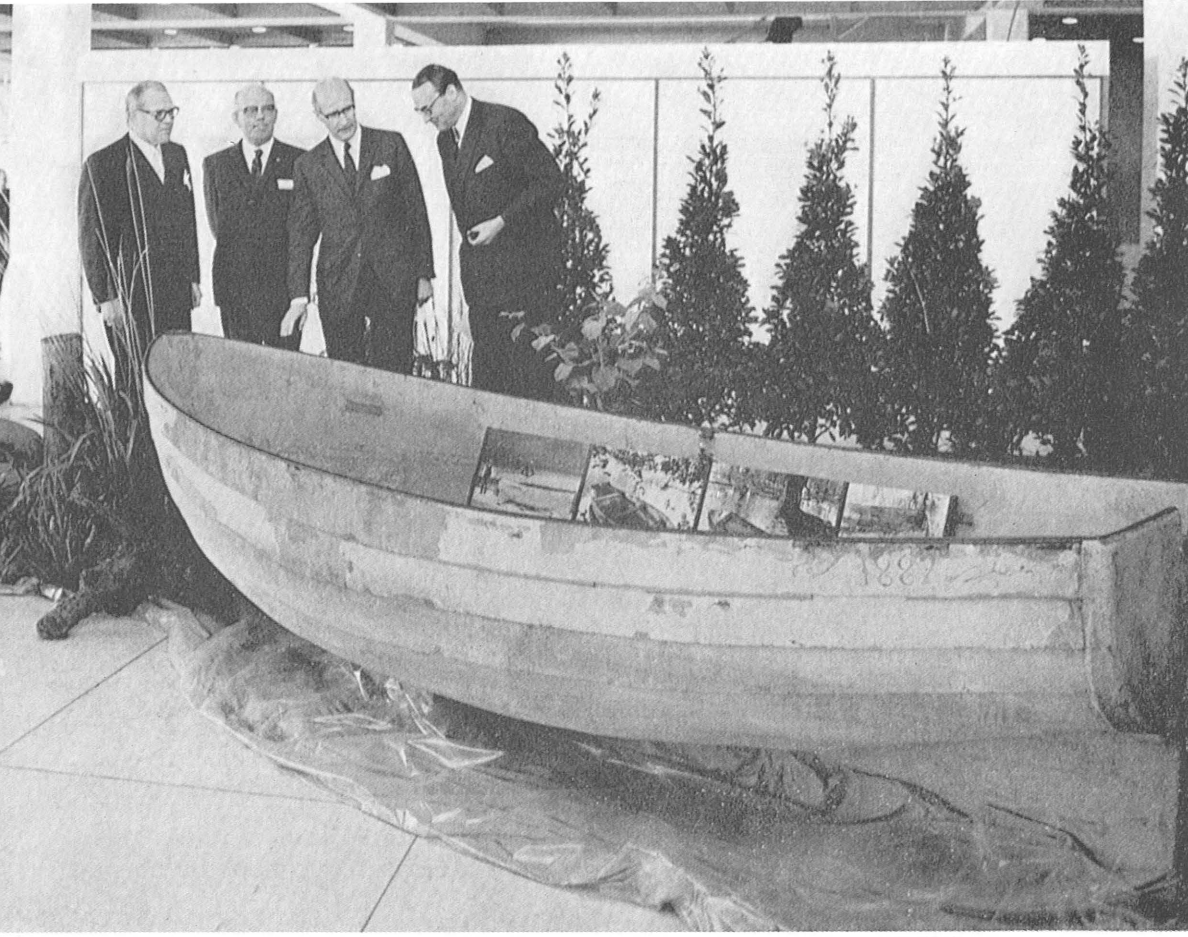


Fig. 1.6. Barca de hormigón armado construida en 1882, expuesta en Amsterdam. BIMB. 68.

1893. GOLDING emplea el metal desplegado como armadura.

1894. MOELLER construye la primera viga en vientre de pez, en un puente.

1899. BOUSSIRON construye el primer arco de hormigón armado, de 15 m de luz.

1900. HENNEBIQUE construye en la calle Dalton el primer edificio totalmente hecho con hormigón armado en: muros, forjados, escaleras...

1903. PERRET construye el primer edificio con estructura aparente, aunque revestida, de hormigón armado (edificio de la calle Franklin, número 25, París).

1905. RIBERA pone a punto la técnica de cimentaciones con cajones flotantes de hormigón armado (Puente de Valencia y Viaducto de Alfonso XIII).

1906. GARNIER construye en Lyon las primeras chimeneas industriales de hormigón armado.

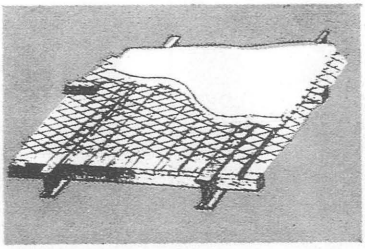


Fig. 1.7. Armadura de metal desplegado (Golding, 1893).

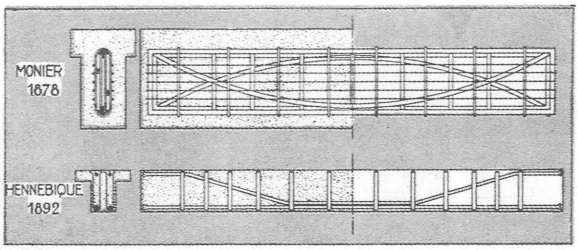


Fig. 1.8. Primera viga de Monier (1878), y primera viga con estribos (Hennebique, 1892).

1907. FREYSSINET aplica el sistema de apertura en clave para desencofrar un arco.

1908. MAILLART crea el forjado fungiforme, conquista técnica y expresión plástica de la continuidad del material.

1910. BOUSSIRON construye la primera bóveda laminar en la cubierta de la estación de Bercy-París (bóveda de cañón de directriz parabólica, de 8 cm de espesor y 10 m de luz).

1911. MEX BERG diseña y dirige como arquitecto la «Cúpula del siglo» en Breslau.

1914. LE CORBUSIER proyecta la primera casa prefabricada de hormigón armado.

1917. FREYSSINET descubre la vibración como método de puesta en obra, sistema que emplea por primera vez en 1921 en el Hangar de dirigibles de Orly.

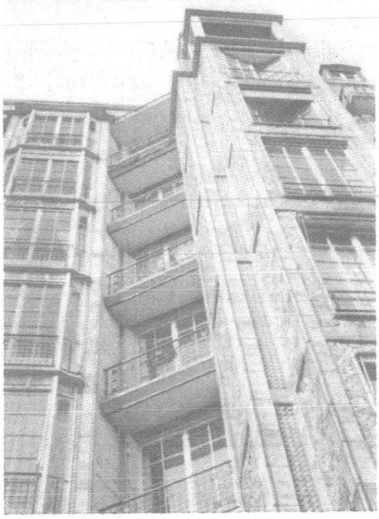


Fig. 1.9. Edificio de la calle Franklin, París (Perret, 1903).

Fig. 1.10. Garaje Ponthieu (Perret, 1905).

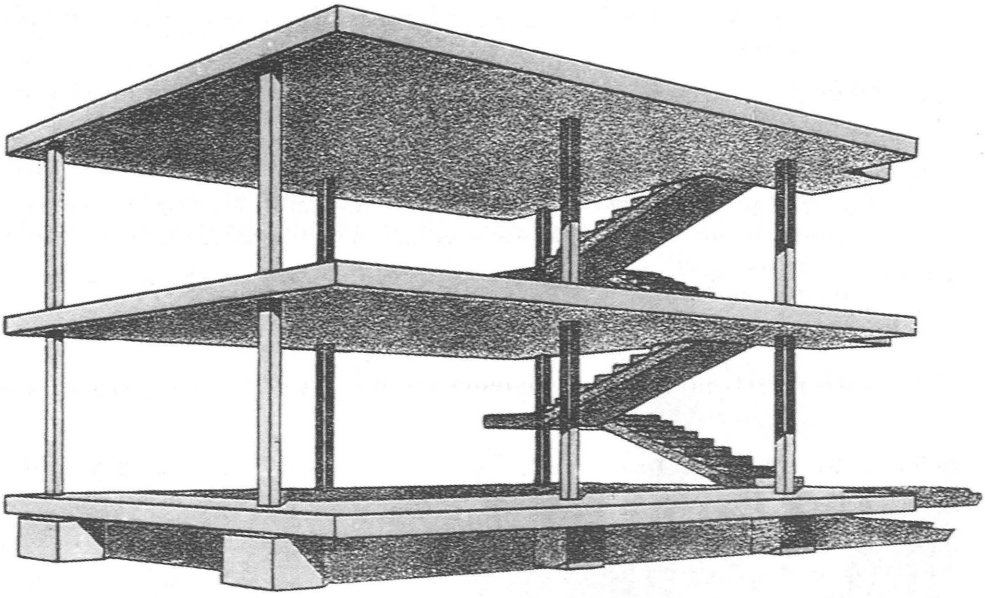


Fig. 1.11. Estructura prefabricada de viviendas Dominó (Le Corbusier, 1914).

1921. FREYSSINET construye la primera lámina plegada en el Hangar de dirigibles de Orly, de 60 m de luz, 90 de flecha y 300 de longitud.

1928. FREYSSINET crea una nueva técnica: el hormigón pretensado.

1929. WRIGHT proyecta el primer rascacielos con estructura orgánica, con muros de carga y forjados en voladizo (Torre de San Marcos, construida en 1953, Price Tower).

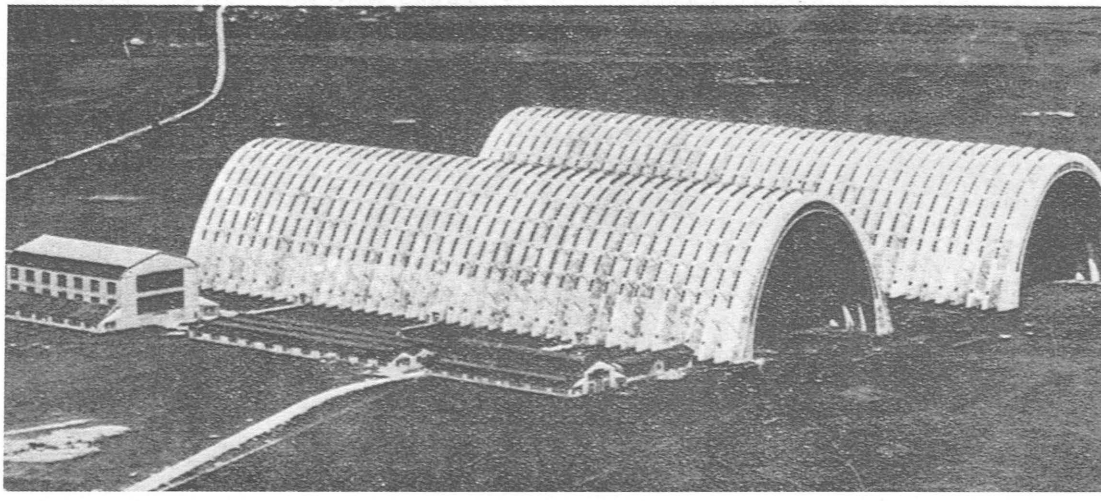
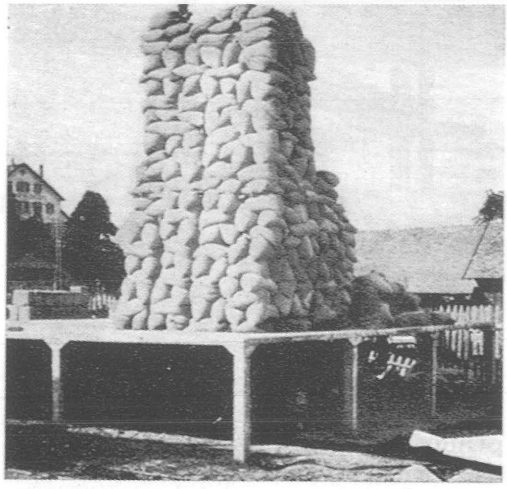


Fig. 1.12. Hangares de dirigibles de Orly (Freyssinet, 1921).

1933. TORROJA desencofra zunchando la cúpula laminar del mercado de Algeciras.

1942. TORROJA construye el Viaducto del Esla con armadura autoportante y hormigonado por anillos.

1947. LE CORBUSIER proyecta la Unidad de Habitación de Marsella, primera gran realización sobre planta baja diáfana y primer gran triunfo de la estética arquitectónica del empleo integral de este nuevo material.



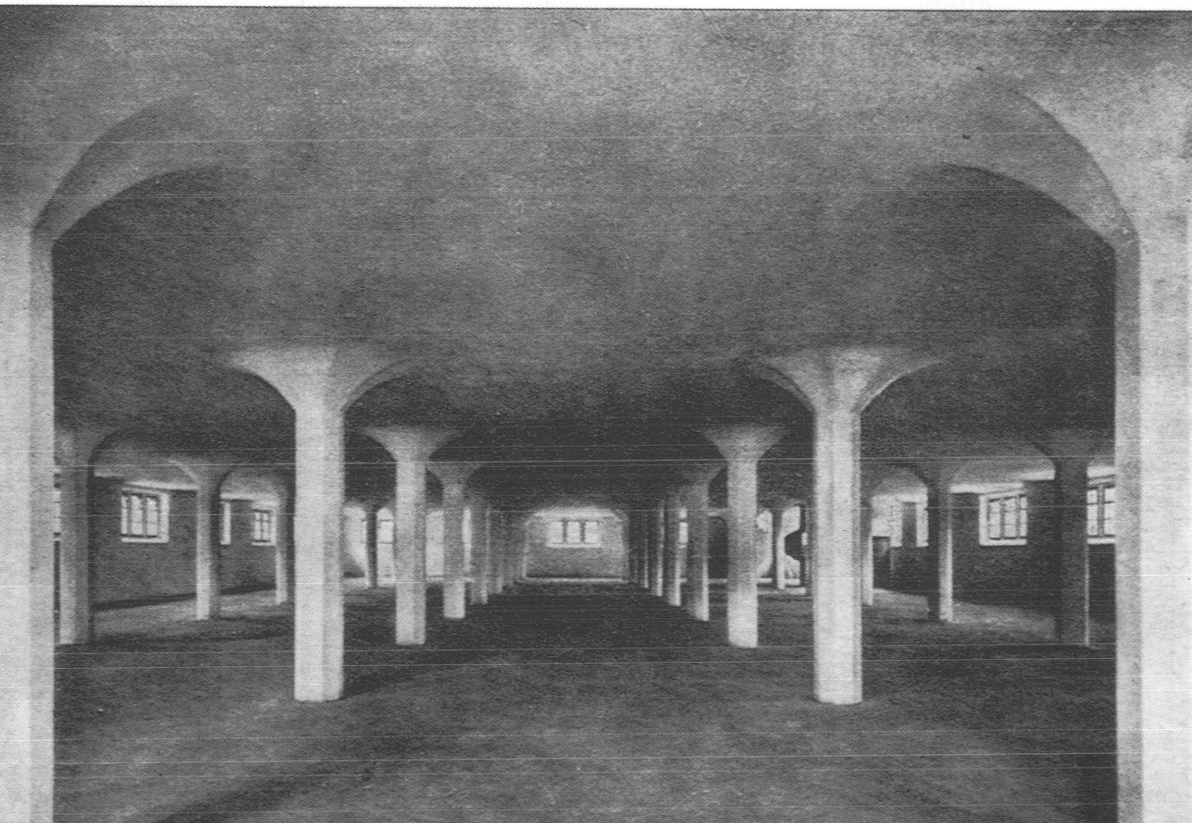
A

B

Fig. 1.13. Forjados fungiformes creados por el ingeniero suizo Robert Maillart:

A. Ensayo de la primera realización experimental (1908).

B. Primera obra: Almacén, en Altdorf (1912).



Calidad

Aunque a toda mezcla de CEMENTO, ARIDOS, AGUA y ADICIONES se le llama HORMIGON, la realidad es que no todos los hormigones tienen aplicación constructiva, y que cada caso requiere la preparación de un hormigón de propiedades específicas. Se puede decir que el hacer un hormigón es análogo a hacer una paella, ya que no basta mezclar los ingredientes y ponerlos en una olla, sino que requiere: la selección de los productos adecuados; la mezcla de los mismos en proporciones óptimas; la fabricación de acuerdo con un determinado proceso; el empleo de un herramental adecuado y el reposo o curado en determinadas condiciones; y según los comensales, la región, la época del año, la hora..., la paella es distinta.

De modo análogo, cada elemento constructivo exige el empleo de un hormigón idóneo; hormigón que hay que saber preparar, ya que la técnica actual define con toda claridad los materiales y métodos a usar para llegar a las metas previamente señaladas.

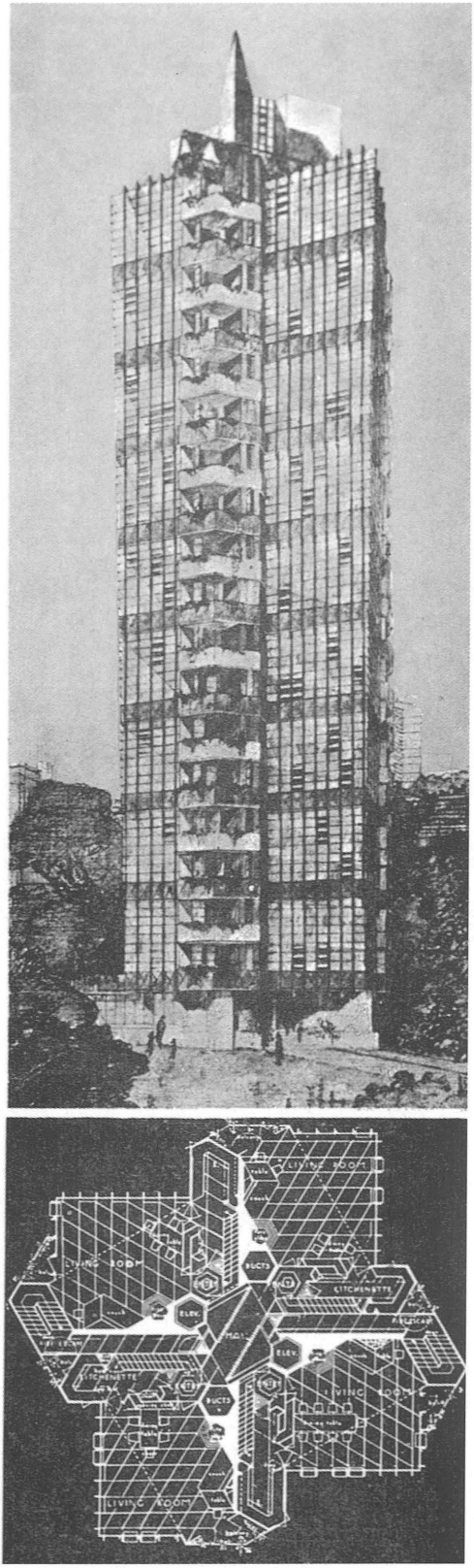


Fig. 1.14. Proyecto de la Torre de San Marcos (Frank Lloyd Wright, 1929).

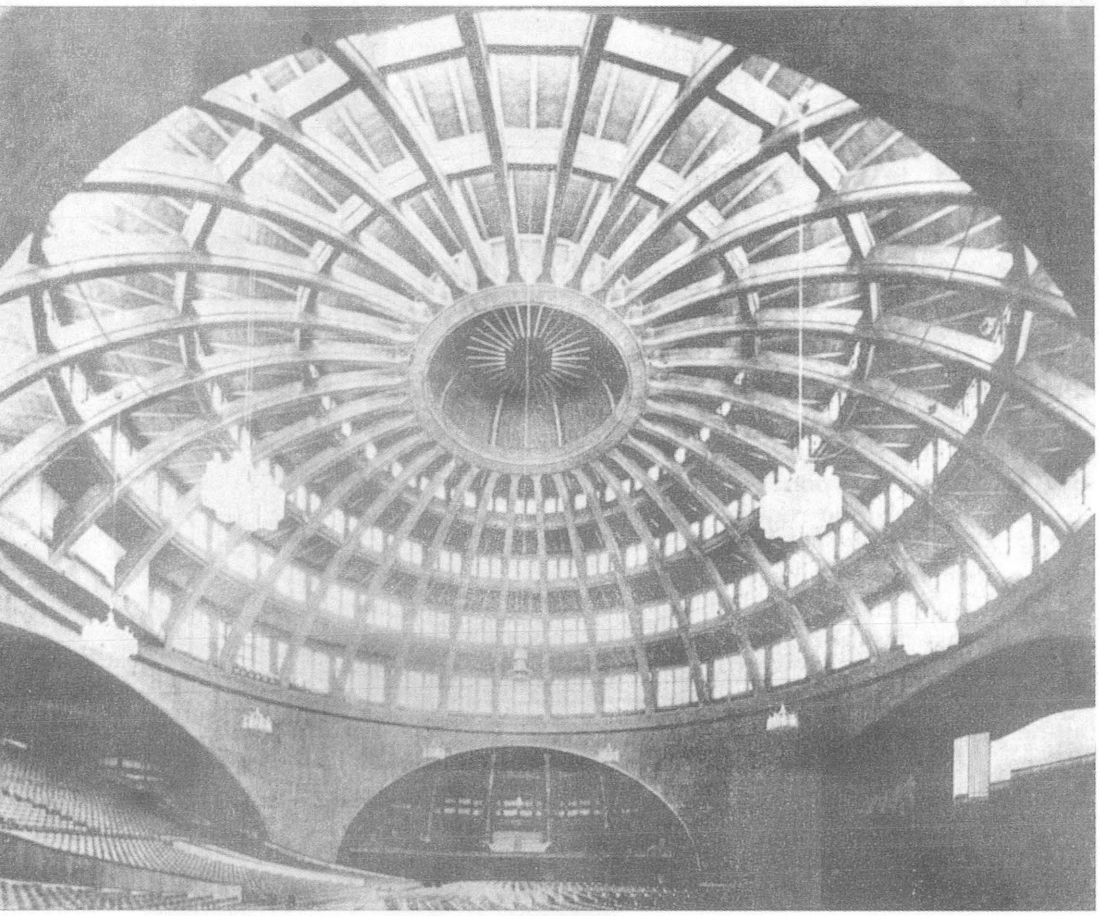


Fig. 1.15. «Cúpula del siglo», en Breslau, de 65 m de diámetro y 42 m de flecha (Max Berg, arquitecto; Dyckerhoff y Widmann, ingenieros constructores, 1911).

Es un problema de CALIDAD, en el que intervienen los siguientes factores:

1. CALIDAD E IDONEIDAD DE LOS MATERIALES, es decir, de los cementos, áridos, agua y adiciones empleadas.

2. DOSIFICACION, o sea, cantidad de cemento por m^3 de hormigón; CONCENTRACION o su inversa relación agua/cemento, y RIQUEZA, o relación cemento/árido.

3. GRANULOMETRIA DE LOS ARIDOS, o proporción de los diversos tamaños.

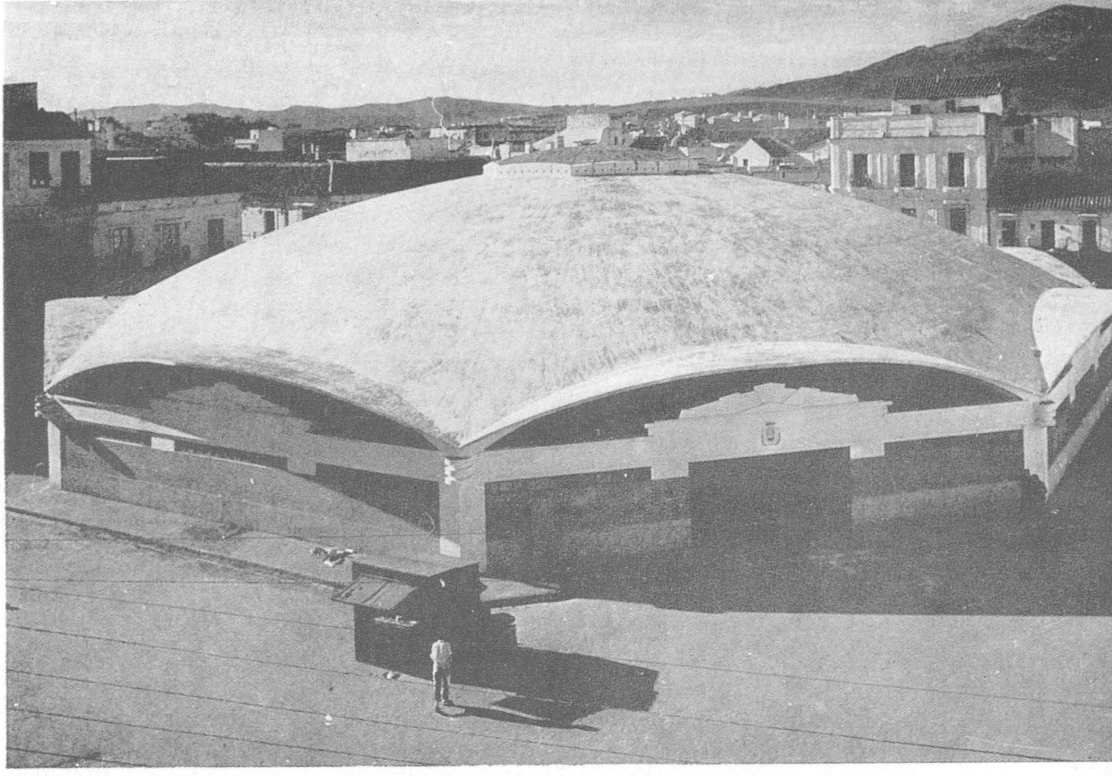


Fig. 1.16. Mercado de Algeciras (M. Sánchez Arcas, arquitecto; E. Torroja, ingeniero, 1933).

Fig. 1.17. Viaducto del Esla (E. Torroja, ingeniero, 1944).

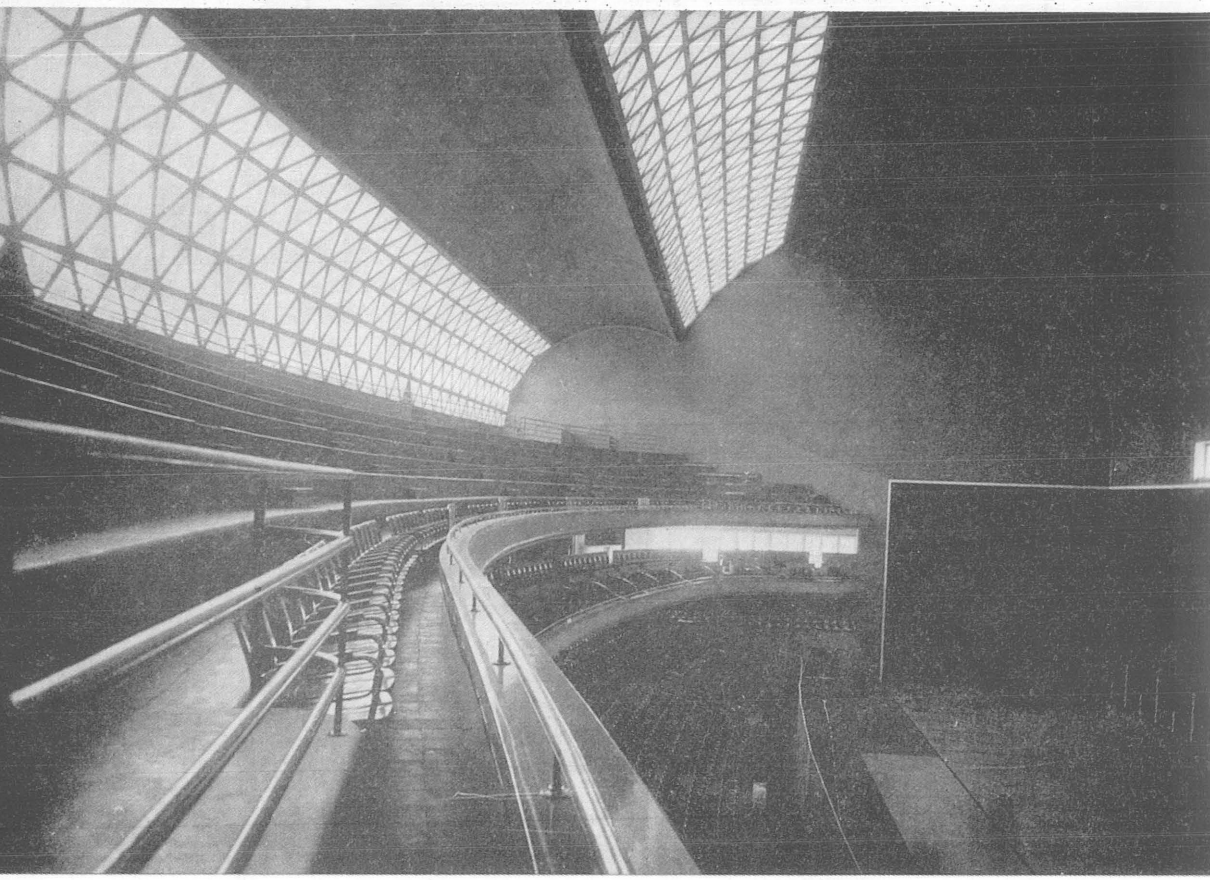


Fig. 1.18. Frontón Recoletos (S. Zuazo, arquitecto; E. Torroja, ingeniero, 1935).

4. METODO DE FABRICACION.

5. SISTEMAS DE TRANSPORTE Y PUESTA EN OBRA.

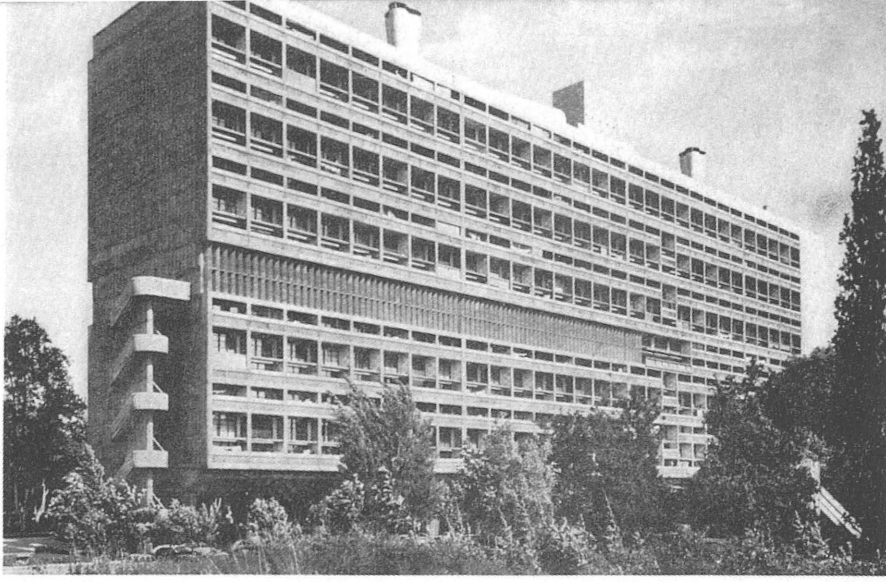
6. CURADO, o condiciones que tienden a favorecer el fraguado y endurecimiento.

Todos estos factores son los que hay que considerar antes de entrar en los detalles y soluciones constructivas.

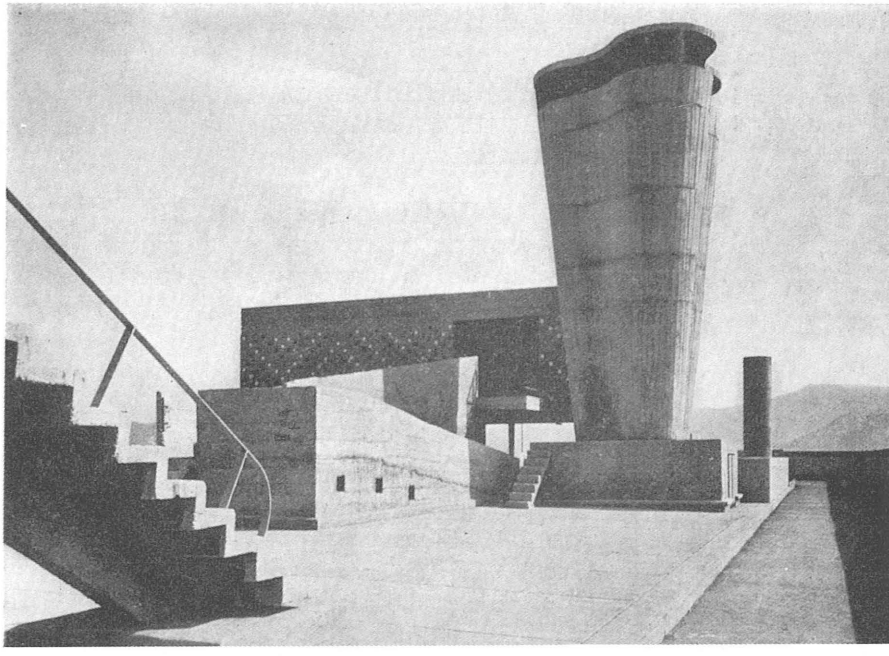
Ventajas

El triunfo espectacular conseguido por el HORMIGON en el campo constructivo, pese a su poco más de un siglo de historia, se basa fundamentalmente en:

1. Su carácter FORMACEO, que le permite adaptarse fielmente a la forma del encofrado que le da el ser, y que ha fomentado el desarrollo de la fantasía formal.



a. Exterior



b. Terraza

c. Pabellón exento

Fig. 1.19. Unidad de habitación de Marsella (Le Corbusier, 1947).

2. Su MONOLITISMO, que elimina todo el problema de enlace, y su HIPERESTATISMO, condiciones ambas que confieren a sus estructuras una gran seguridad frente a los sismos y efectos dinámicos.

3. Su ADHERENCIA al hierro, su inicial enemigo, con el que se alía para formar el HORMIGON ARMADO o PRETENSADO, nuevo material a la vez FRANGIBLE y TENAZ, que ofrece la gran ventaja de ser ADECUORRESISTENTE, es decir, que resiste, prácticamente, lo que se quiera y por donde se quiera, de acuerdo con la cuantía y colocación de las armaduras.

4. Su MASA, que le permite aceptar formas de predominio de sus tres dimensiones, pero que también es capaz de adaptarse a soluciones de LINEA o SUPERFICIE, en las que sus apariencias contrastan con el aspecto esquelético de las construcciones metálicas.

5. Su IMPERMEABILIDAD, propiedad que, unida a la BASICIDAD o ALCALINIDAD de su masa, permite evitar la CORROSION de sus armaduras.

6. Su carácter PETREO, base de su DURABILIDAD, con buen comportamiento frente a acciones ecológicas y con muy económico entretenimiento, si los materiales son idóneos a su ambiente y su ejecución es correcta.

7. Su resistencia al fuego, ya célebre desde su origen el slogan de HENNEBIQUE: «¡No más incendios desastrosos!...»

8. Su ECONOMIA, que le permite adaptarse a condiciones económicas muy variadas al poder jugar con los costos de cemento, áridos, armaduras, encofrados y mano de obra.

9. Su ADAPTABILIDAD, que le ayuda a resolver todos los problemas con gran economía de medios. Nace para construir un barco y una maceta, pero hoy día sirve para todo.

10. Su carácter provocador de INGENIO, permitiendo siempre soluciones nuevas, improvisaciones de obra e incluso operaciones quirúrgicas de refuerzo o transformación.

Inconvenientes

El mayor inconveniente del hormigón es su popularidad y su gran facilidad de ejecución, porque todo el mundo cree saber hacer hormigón y lo único que saben hacer es MAL HORMIGON. Y es que en realidad el hacer HORMIGON es muy sencillo, pero sabiendo hacerlo, lo cual ya no es tan sencillo. Si el hormigón que se hace no sólo es bueno, sino

también IDONEO al caso concreto, sus inconvenientes son más reducidos.

Estos inconvenientes se concretan entonces en:

1. TIEMPO. Necesidad de dar tiempo suficiente para conseguir el correcto fraguado y endurecimiento de los distintos elementos constructivos.
2. CLIMA. Prever el tratamiento adecuado frente a las condiciones meteorológicas durante el hormigonado y edades jóvenes del hormigón.
3. PESO. Gran peso, sobre todo del hormigón fresco, que exige el empleo de encofrados y cimbras resistentes, elevando el costo de los elementos auxiliares, y de la propia estructura como consecuencia de su elevado peso propio.

Fig. 1.20. Ayuntamiento proyectado y construido por los primeros arquitectos del hormigón armado: hermanos Perret.

4. RETRACCION. Cambio de volumen experimentado durante el fraguado y endurecimiento, con peligro de fisuración, variable en función de las condiciones de humedad y temperatura y naturaleza del hormigón.

5. MANO DE OBRA. Empleo de abundante mano de obra, si bien la mayor parte de ella no especializada, pero que precisamente, por eso, es de bajo rendimiento y de costo cada vez menos bajo. Su futuro es la especialización, como paso previo a la mecanización y prefabricación.

6. FALSA ECONOMIA. El falso planteamiento económico que pretende acusar que el buen hormigón es caro, y que el mal hormigón es barato. Lo cual, evidentemente, es falso, ya que el metro cúbico puede que sí, pero con buen hormigón se reduce el peso propio y el kp/cm^2 de resistencia, que es en definitiva lo que se paga en una estructura, resulta mucho más barato. El porvenir del hormigón está en la continua mejora de su calidad; los malos hormigones desempeñaron su papel en el pasado; hoy ya no tienen nada que hacer.

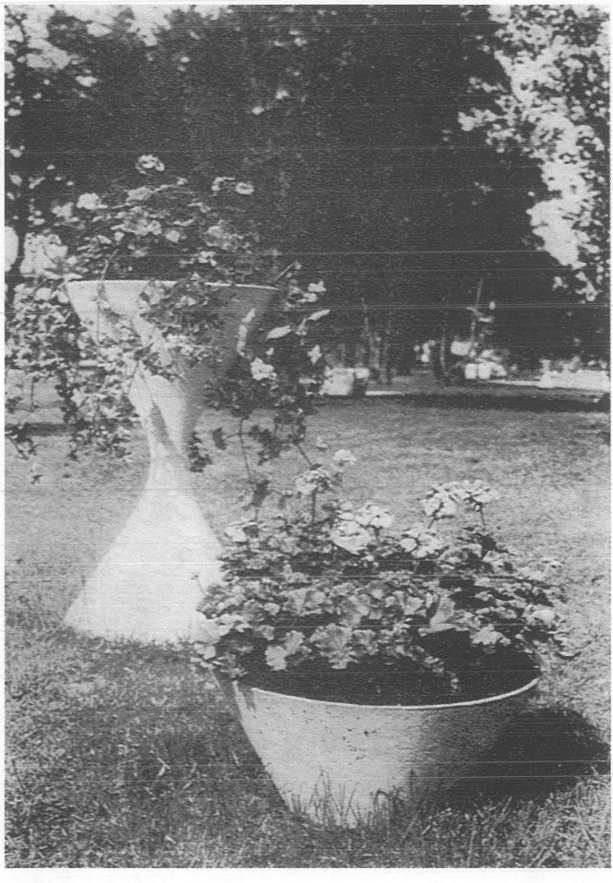


Fig. 1.21. Macetas de hormigón armado. Interbau, Berlín.

2 propiedades del hormigón

Planteamiento ☆ Propiedades del hormigón fresco
Propiedades del hormigón fraguado y endurecido

Planteamiento

Las diferentes calidades de hormigón que se pueden obtener se caracterizan por un conjunto de propiedades apreciables en la masa del hormigón fresco y en el hormigón ya fraguado y endurecido. Las primeras, las del HORMIGON FRESCO, interesan a los directores de obra, ya que a la hora de construir, los métodos a emplear y las posibilidades de alcanzar las metas previstas dependen de esas propiedades. Y las segundas, las del HORMIGON FRAGUADO Y ENDURECIDO, son las que preocupan a los proyectistas, para definir las calidades a alcanzar en cada elemento constructivo. De todas ellas, las más características son las siguientes:

- HORMIGON FRESCO
  - Docilidad o Trabajabilidad
    - Consistencia (Fluidez)
    - Compactabilidad (Acritud)
    - Trabazón (Segregación)
    - Estabilidad (Sensibilidad)
  - Aptitud
    - Adaptación
    - Madurez
    - Tamaño máximo
    - Rigidez
  - Comportamiento frente a temperaturas extremas
- HORMIGON FRAGUADO Y ENDURECIDO
  - Resistencias mecánicas
    - A compresión
    - A tracción
    - A esfuerzo cortante
  - Deformabilidad
  - Permeabilidad
    - A presión
    - A absorción
  - Adherencia
  - Comportamiento frente a cambios térmicos
  - Resistencia al desgaste
  - Peso
  - Durabilidad
  - Compacidad

Propiedades del hormigón fresco

1. Docilidad

Es un índice de su facilidad de transporte y colocación en obra que suele también tomar las denominaciones de trabajabilidad o manejabilidad; depende de su CONSISTENCIA (o su inversa, la FLUIDEZ), COMPACTABILIDAD (o su inversa, la ACRITUD), TRABAZON (o su inversa, la SEGREGACION) y ESTABILIDAD (o su inversa, la SENSIBILIDAD).

2. Consistencia

Es la resistencia que opone la masa de hormigón fresco a su deformación. Es difícil de señalar «a priori» el valor de la CONSISTENCIA, ya que depende de la forma, tamaño maximo de los áridos, dosificación, cantidad de agua, tiempo de batido... Se mide mediante el ASENTAMIENTO o pérdida de altura que experimenta nada más sacar el molde una masa de hormigón, picado con barra y vaciado en tres capas en el CONO DE ABRAMS; o por su ESCURRIMIENTO o aumento de diámetro de su base inferior, después de 15 sacudidas, medido en la MESA DE SACUDIDAS. Según los valores obtenidos, los hormigones se clasifican del siguiente modo:

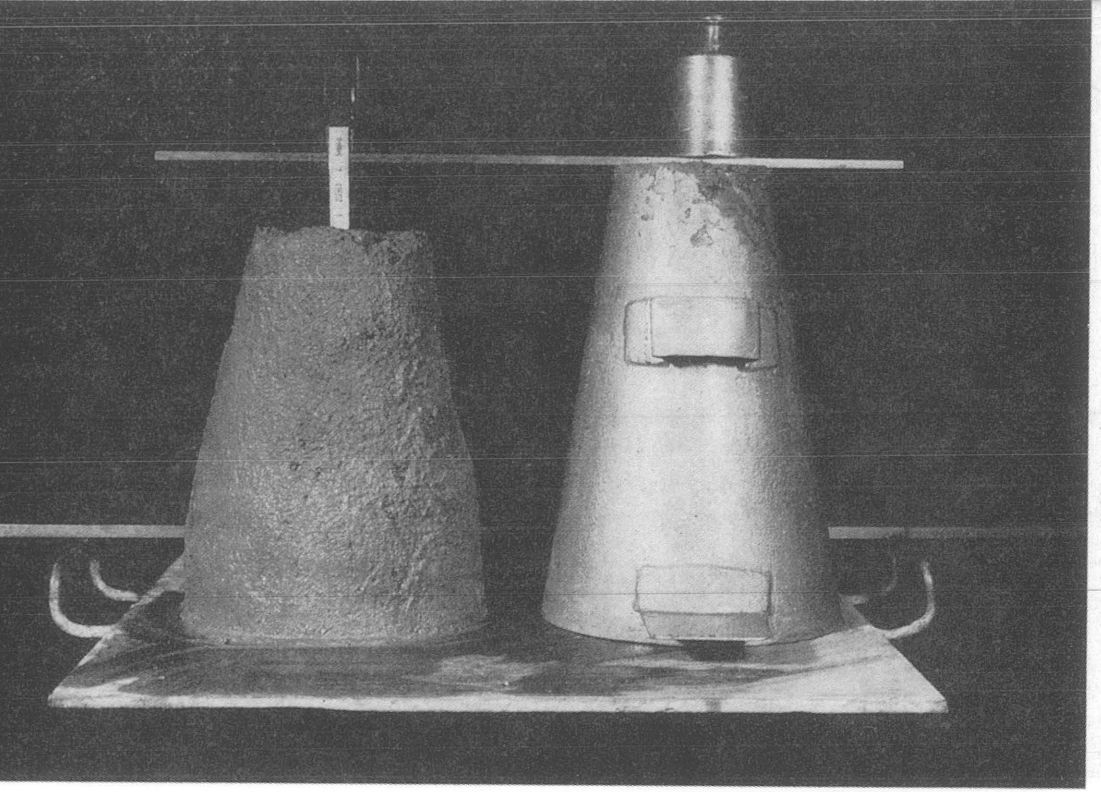
CONSISTENCIA	Asentamiento — cm	Escurrimiento — mm
SECA	0 a 2	0 a 40
PLASTICA	3 a 5	40 a 70
BLANDA	6 a 9	70 a 100
FLUIDA	10 a 15	100 a 130
LIQUIDA	$\geqslant 16$	> 130

En las figuras 2.1 a 2.10 puede verse el aspecto de un mismo hormigón con distintas consistencias.

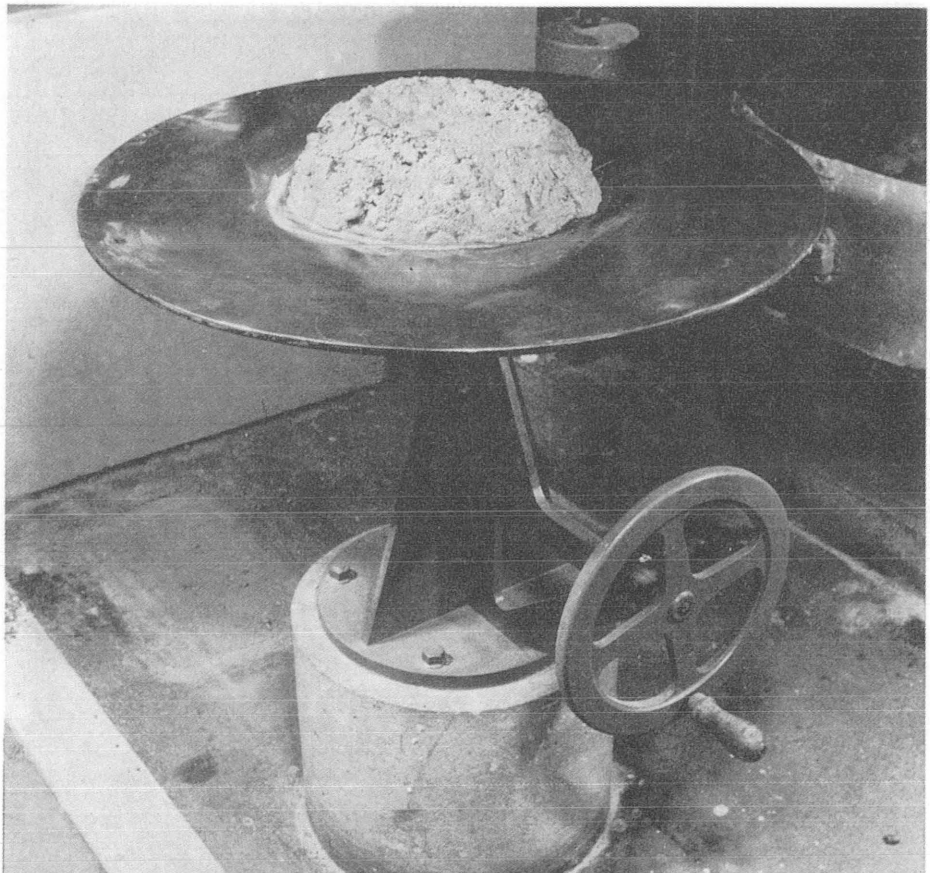
3. Compactabilidad

Es la mayor o menor facilidad que tiene la propia masa para llenar los huecos y hacerse densa. Esta cualidad es muy importante para lograr una masa lo más homogénea posible, y viene definida por el grado de compacidad alcanzado en un consumo de energía considerado como normal. En general, su valor se expresa por la relación en peso de una probeta llenada por simple vertido y otra compactada por vibración; este FACTOR DE COMPACTABILIDAD varía de 0,8 en consistencia seca a 0,97 en fluida.

Figs. 2.1 y 2.2. Hormigón de consistencia seca: asentamiento y escurrimiento.

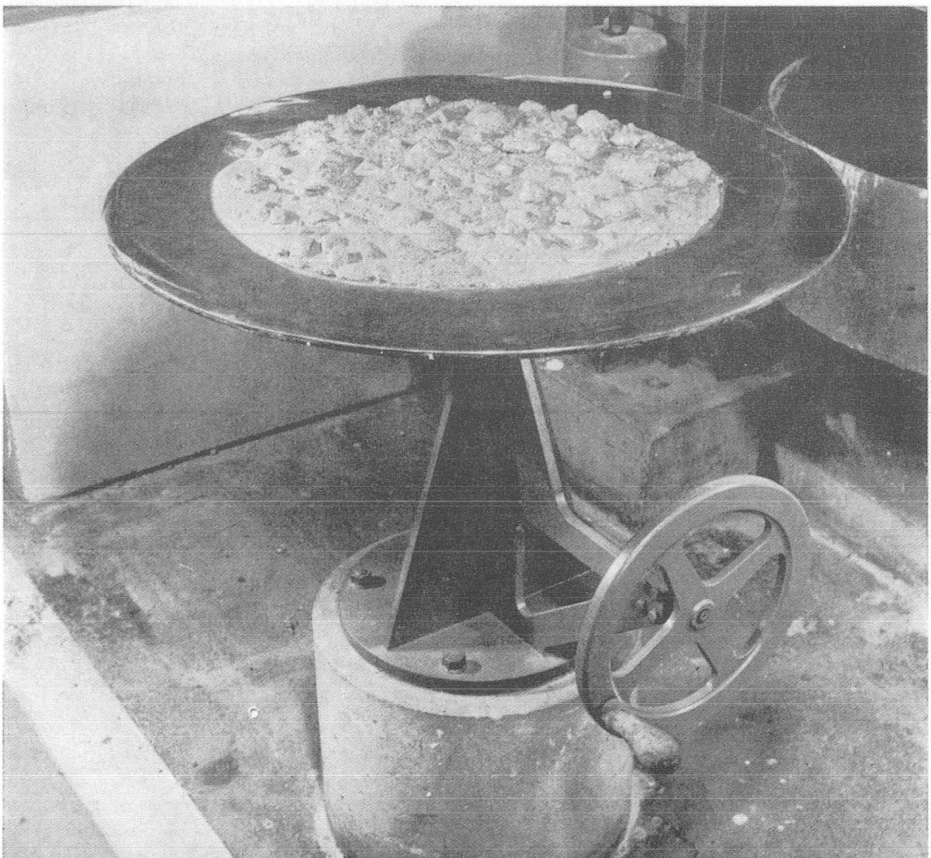


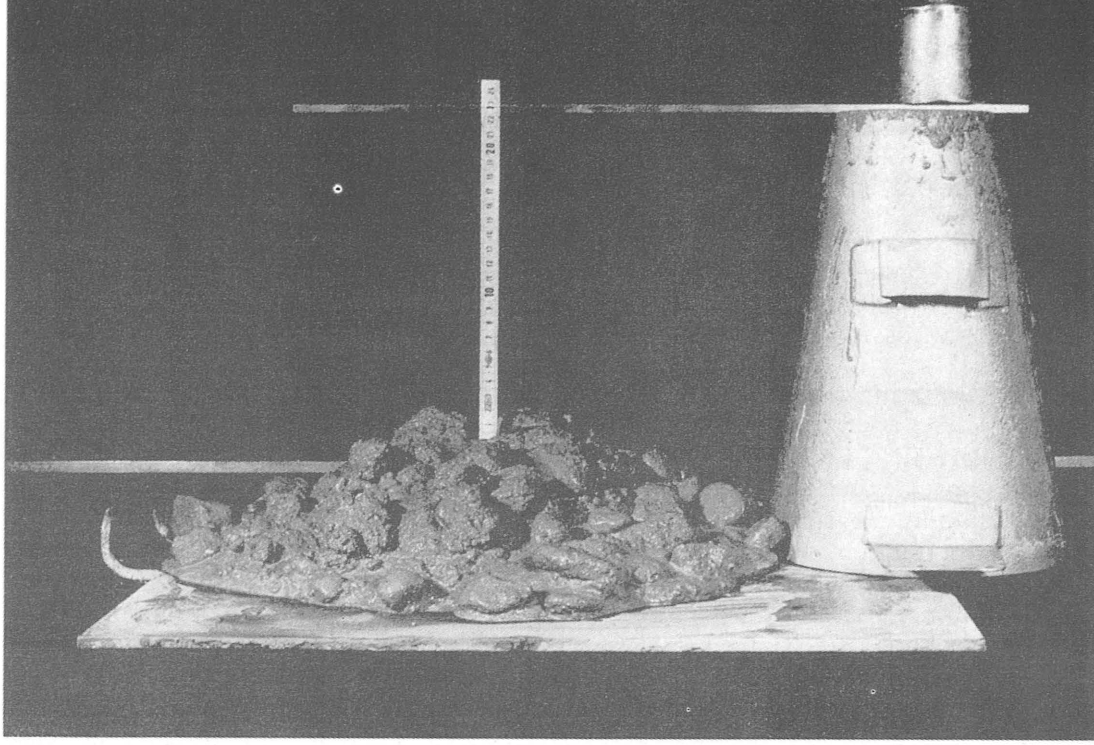
Figs. 2.3 y 2.4. Hormigón de consistencia plástica: asentamiento y escurrimiento



Figs. 2.5 y 2.6. Hormigón de consistencia blanda: asentamiento y escurrimiento.

Figs. 2.7 y 2.8. Hormigón de consistencia fluida: asentamiento y escurrimiento.





Figs. 2.9 y 2.10. Hormigón de consistencia líquida: asentamiento y escurrimiento.

4. Trabazón

Resistencia de la masa a disgregarse en reposo o bajo la acción de sacudidas, vibraciones y demás efectos inherentes a la operación de transporte y vertido del hormigón fresco. Es, pues, la cohesión que mantiene la homogeneidad de la masa a lo largo del tiempo. La proporción adecuada de AGUA, CEMENTOS y FINOS y la GRANULOMETRIA del árido son los factores responsables de la trabazón.

En la propiedad inversa de la trabazón, la SEGREGACION, puede producirse, además de la SEGREGACION propiamente dicha, la EXUDACION, FILTRACION o EVAPORACION. En la SEGREGACION se origina una ordenación de áridos por tamaños, con los más gruesos al fondo; es fenómeno típico del transporte en recipientes de mucho fondo, o del vertido en caída libre desde alturas superiores a dos metros. En la EXUDACION se produce la separación del agua de la lechada, y es fenómeno típico de hormigones en reposo, con exceso de agua o defecto de finos activos. La FILTRACION se produce no por defectos de la masa de hormigón fresco, sino por la falta de estanquidad de los recipientes en que se transporta, circunstancia que debe evitarse por el empobrecimiento que supone las pérdidas de lechada. La EVAPORACION es consecuencia de las condiciones climáticas —CALOR + AIRE SECO— y debe tenerse en cuenta a la hora del amasado para que el hormigón tenga la consistencia adecuada en el momento de su puesta en obra.

5. Estabilidad

Permanencia de las características esenciales de una masa de hormigón frente a pequeñas variaciones en su composición, ante las frecuentes dispersiones en obra de la cantidad de árido y agua, granulometría, temperatura, etc.

6. Aptitud

Es el conjunto de propiedades del hormigón que le hacen idóneo y de fácil colocación en el elemento concreto que se trata de hormigonar. En la aptitud intervienen además de la calidad: la ADAPTACION, la MADUREZ y el TAMAÑO MAXIMO.

7. Adaptación

Es el índice económico definido por la relación entre los kp/cm² que se obtienen y las pesetas que cuestan:

$$\text{Adaptación} = \frac{\text{Resistencia kp/cm}^2}{\text{Pesetas}} = \text{Indice económico.}$$

En ella juega importancia fundamental la posibilidad de aprovechamiento de los áridos existentes a pie de obra o en sus proximidades, empleo del tipo de cemento adecuado de cara a su DURABILIDAD, etc.

8. Madurez

Depende de un conjunto de factores que permiten la puesta en carga de un hormigón en función del tiempo de fraguado previsto, endurecimiento adecuado, de su edad, tipo de conglomerante empleado, curado, dosificación...

La edad por sí sola no es expresiva del estado de fraguado y endurecimiento de un hormigón. Así, por ejemplo, un hormigón tratado al vapor puede estar maduro a las pocas horas, y por el contrario, otro hormigón puede tardar meses en fraguar por estar a temperaturas bajo cero, o por faltarle el agua, que se le fue por evaporación producida por el calor.

9. Tamaño máximo

Una condición importante en la aptitud es el diámetro máximo del árido empleado, ya que debe estar regulado por dos limitaciones:

1. Para evitar el efecto pared.
2. Para que penetre bien en la pieza que se hormigona.

El efecto pared hace que el hormigón ofrezca en sus proximidades una densidad menor, por el efecto dinámico de los áridos más gruesos en su choque con la misma. Esto obliga a limitar la relación entre el «radio medio del encofrado» y el tamaño máximo del árido, mediante la relación:

$$\frac{\text{Tamaño máximo del árido}}{\text{Radio medio del encofrado}} = \frac{\theta_{\max}}{r_m} \geqslant 1{,}25 \quad \text{(CAQUOT)},$$

expresión en la que el radio medio del encofrado r_m viene dado por:

$$r_m = \frac{\text{Volumen del hormigón de la pieza}}{\text{Superficie encofrado} + \text{Superficie armaduras}} .$$

Para que penetre bien en la pieza que se hormigona hay que tener en cuenta la dimensión menor de la pieza y la separación entre armaduras que tamicen el llenado.

Cuando se obtienen probetas en obra, debe cuidarse el mantener la misma relación en la pieza que se hormigona que en la probeta, eliminando el árido grueso necesario, para evitar resultados no expresivos.

10. Rigidez

Es la relación entre la magnitud del esfuerzo aplicado y la deformación producida en la masa fresca. Los hormigones frescos muy rígidos son ásperos y difíciles de manejar (hormigones pobres, con pocos finos, o de áridos de machaqueo), mientras que los poco rígidos son untuosos y de fácil manejo (hormigones de altas dosificaciones en cemento, de áridos redondeados, o de gran contenido de finos). Los términos de RIGIDO y su inverso, PLASTICO, son sinónimos de MAGRO y GRASO.

11. Comportamiento frente a temperaturas extremas

El hormigón fresco comprende el plazo de tiempo que transcurre desde que se amasa en la hormigonera hasta que, mediante el proceso de fraguado y endurecido, llega a obtener las características propias del hormigón a 28 días de edad en un ambiente saturado de humedad y a 20° C. En estas condiciones de conservación, la curva resistencia/tiempo toma las formas de la figura 2.11, según que se trate de hormigones hechos con cemento de endurecimiento normal o rápido.

Pero ¿qué le pasa al hormigón cuando la temperatura varía?... Pues que se altera la curva resistencia/tiempo, pero llegando a los mismos valores finales para cada hormigón, en plazo más breve o más largo. La NITU —Norma rusa— señala como variación de resistencias, en tanto por ciento, en función de la edad y temperatura, siempre y cuando el ambiente tenga la suficiente humedad, los datos reseñados en la TABLA I del Apéndice. Y así, por ejemplo, en la figura 2.12 pueden verse las curvas resistencia/tiempo de un mismo hormigón con temperaturas de 50°, 20° y 1° C.

¿Y qué ocurre en el caso de temperaturas extremas?... Pues que pueden «alterar» el proceso de fraguado (que es sólo de horas) o «parar» el de endurecimiento. Por ello, cuando se trata de temperaturas extremas bajas (inferiores a 0°) es preciso recurrir al empleo de agua caliente, encofrados aislantes, cementos «calientes» de elevada reacción exotérmica, adición de un acelerante... para evitar que se hiele el agua de amasado durante el proceso de fraguado. Pero una vez fraguado el hormigón, la helada sólo produce el efecto de parar el proceso de endurecimiento, que vuelve a ponerse en marcha en cuanto que la temperatura se eleva sobre el cero. En estos casos, la curva resistencia/tiempo adopta la forma de la figura 2.10, con un tramo horizontal que marca la paralización del proceso, pero que luego se recupera, aunque al final la resistencia se considere afectada por un coeficiente de minoración de valor 0,85. Por todas estas razones, se aconseja dejar de hormigonar cuando las temperaturas sean bajas, y es buena práctica el así hacerlo siempre que se pueda; pero también es cierto que, por ejemplo, los rusos aplican con éxito la práctica de verter el hormigón fresco en invierno para que

endurezca en primavera. Los desastres que con cierta frecuencia ocurren son motivados por poner en carga hormigones que tienen suficiente edad, pero que carecen de la madurez necesaria.

Frente a las altas temperaturas, el hormigón fresco también es sensible de forma análoga, ya que la evaporación que puede producir el soleamiento en verano es capaz de quitarle el agua para su endurecimiento. Pero basta regar, cubrir con sacos húmedos o con plásticos, para evitar este fenómeno, o corregirlo si ya se ha producido. Y dado el carácter exotérmico del proceso de fraguado, la temperatura elevada le perturba produciendo su resecamiento a la vez que aumenta el peligro de fisuración por retracción.

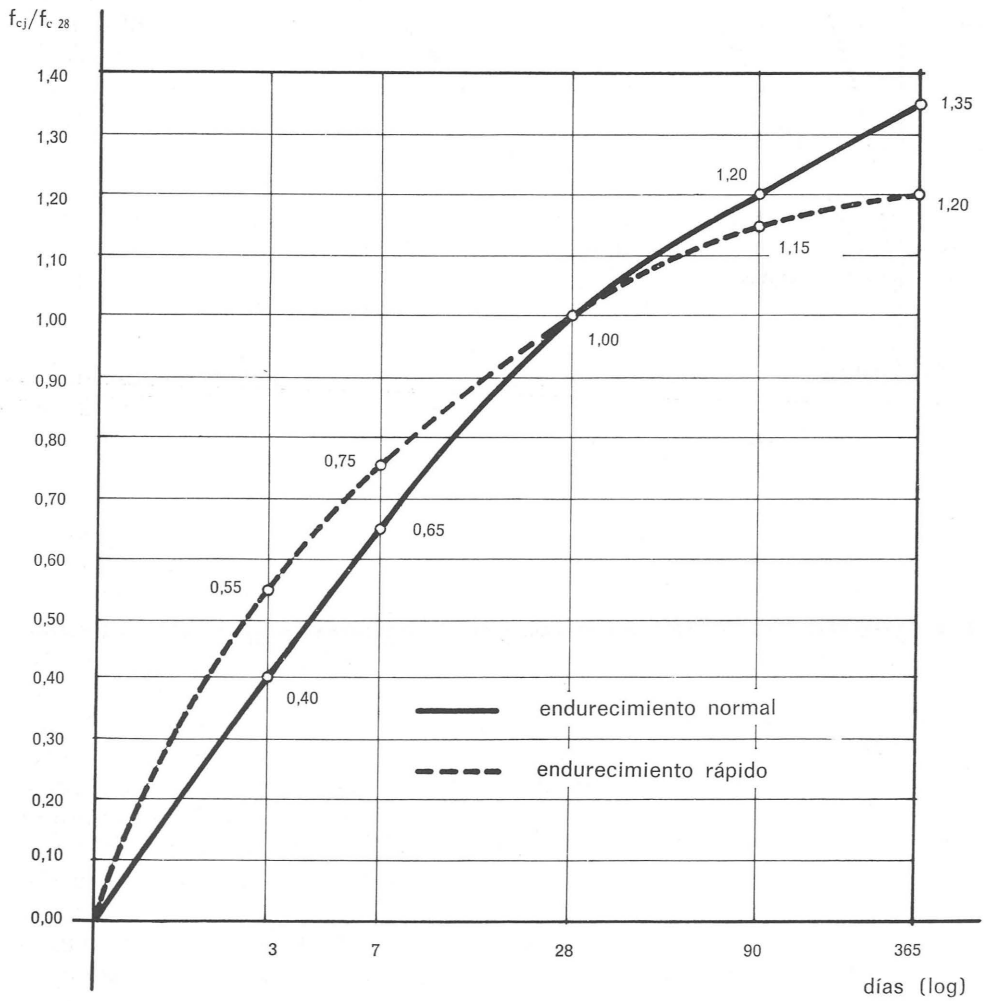


Fig. 2.11. Curvas resistencia/tiempo en ambiente saturado de humedad y a 20° C.

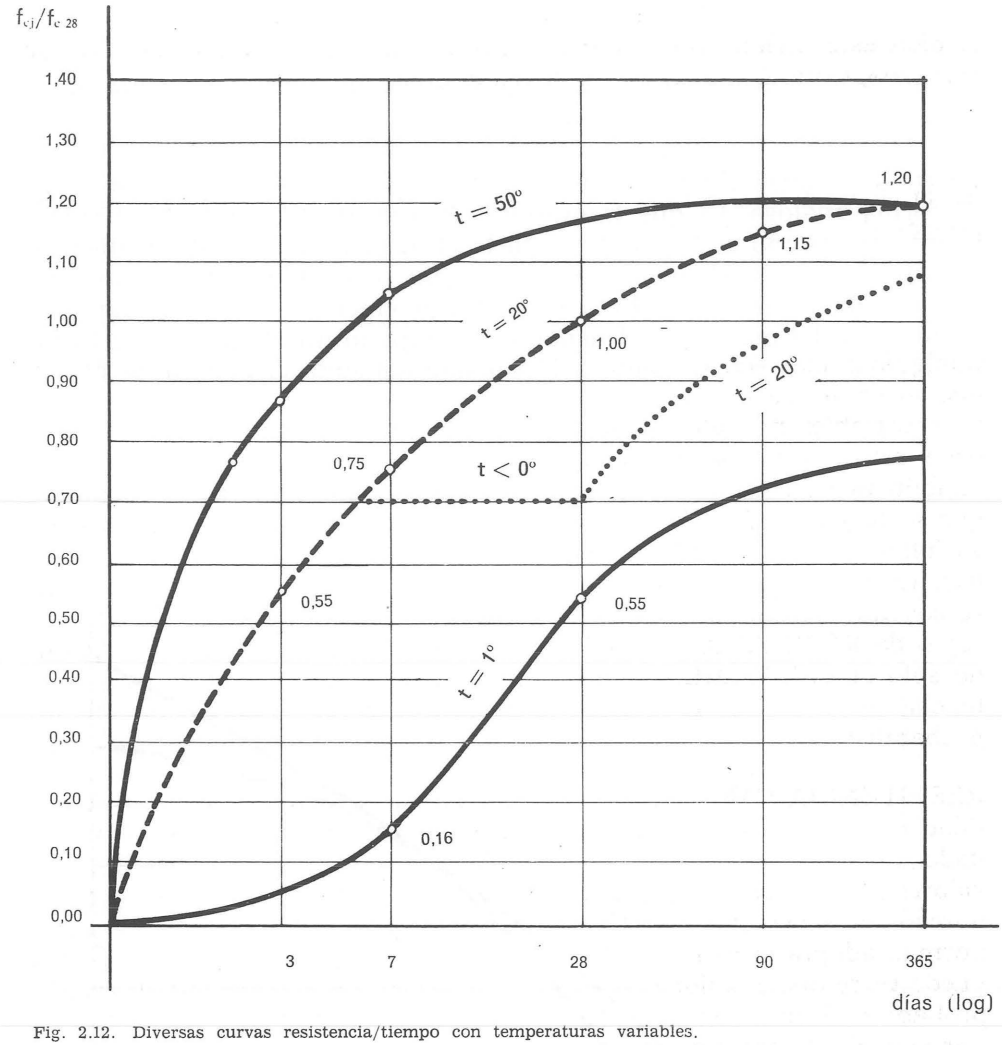


Fig. 2.12. Diversas curvas resistencia/tiempo con temperaturas variables.

Propiedades del hormigón fraguado y endurecido

1. Resistencias mecánicas

Como material pétreo, el hormigón ofrece alta resistencia a compresión, mientras que a tracción y esfuerzo cortante presenta valores mucho más reducidos. Por regla general, la relación entre estos valores viene dada por:

$f_c = 100\ \%$ (CONSIDERABLE Y APROVECHABLE)

$f_{ct} = 0{,}57 \sqrt{f_c^2} \simeq 10\ \%$ (REDUCIDO Y NO APROVECHABLE)

$f_{cv} = 0{,}5 \sqrt{f_c \cdot f_{ct}} \simeq 15\ \%$ (ACEPTABLE Y APROVECHABLE)

si bien este último valor, para piezas en flexión, se toma como valor «virtual», extendido a toda la sección, el de

$$f_{cv \cdot d} = 0{,}5 \sqrt{f_c} \simeq 5\ \% \ .$$

En las figuras 2.13 al 2.16 puede verse la típica forma de rotura a compresión de una probeta tipo.

☆ ☆ ☆

Cualquiera que sea el valor de la resistencia obtenida, es importante que su valor sea lo más uniforme posible. Un hormigón de resistencias muy variables no vale. Si existen capas débiles y capas resistentes, se debe pensar que así como en tracción una cadena resiste lo que su eslabón más débil, en compresión, si bien un muro puede resistir más que su ladrillo más débil, la verdad es que dicho valor no deja de tener su influencia. Un hormigón con una resistencia poco variable es más de fiar. La resistencia media, obtenida como media aritmética de los diversos valores obtenidos, dice muy poco. Por ello, se ha llegado al concepto de RESISTENCIA CARACTERISTICA, cuyo valor tiene en cuenta no sólo el VALOR MEDIO, sino también la DISPERSION de las resistencias unitarias obtenidas, y de acuerdo con el siguiente planteamiento probabilístico:

RESISTENCIA CARACTERISTICA es aquella resistencia cuya probabilidad de que se rompa una probeta con carga menor es de un determinado valor previamente fijado. Es decir, que supuesto obtenidos los valores de una serie infinita de probetas, la representación gráfica del número de veces que se obtiene cada valor, y supuesta una distribución normal, adopta la forma de la curva de Gaus (fig. 2.17). En dicha figura puede verse que el valor medio es el que más veces se produce, ya que la probabilidad de obtener un determinado valor menor que f_{ci} viene dada por el cociente entre el área de la izquierda (rayada) y el área total.

Teóricamente, este valor característico viene dado por la siguiente expresión matemática:

$$f_{ck} = f_{cm}\,(1 - \delta \cdot \alpha) \ ,$$

expresión en la que

f_{cm} = resistencia media;

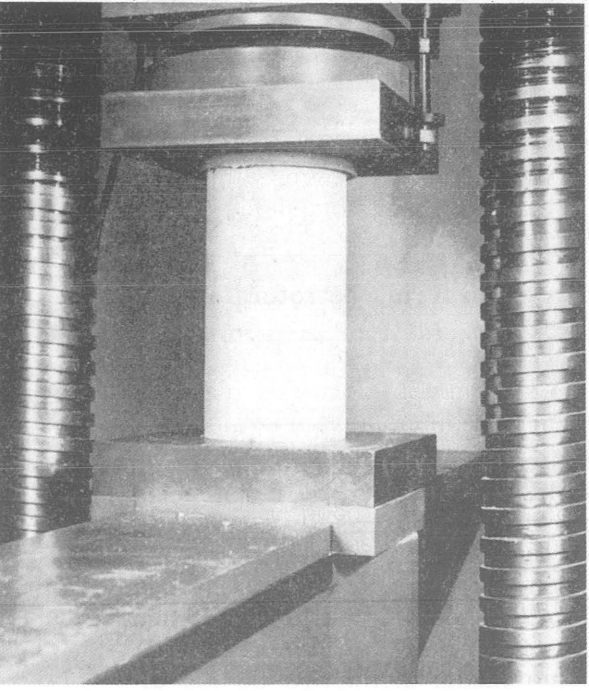
δ = coeficiente de variación;

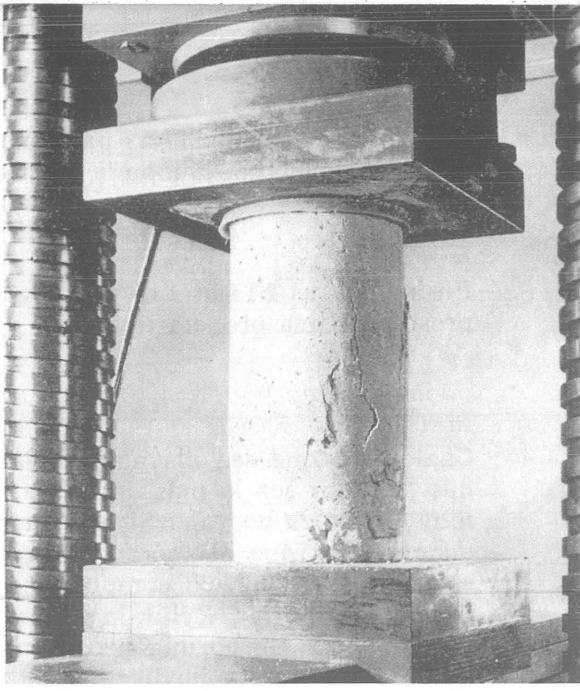
α = coeficiente dependiente de la probabilidad prefijada.

Para la determinación del valor de δ hay que tener en cuenta los siguientes conceptos y valores:

DISPERSION = Diferencia entre cada valor de una serie de datos y su valor medio:

$$d = f_{cm} - f_{ci} \ .$$





Figs. 2.13 a 2.16. Distintas fases de la rotura de una probeta tipo, a compresión.

VARIANZA = Media de dispersión estadística de datos respecto a su media aritmética. Se calcula sumando los cuadrados de las diferencias entre los valores de la variable y la media —DISPERSIONES— y ponderándolos por sus respectivas frecuencias:

$$v = \frac{1}{n} \sum_{1}^{n} (f_{cm} - f_{ci})^2 \ .$$

DESVIACION TIPICA = DESVIACION CUADRATICA MEDIA = Raíz cuadrada de la varianza:

$$s = \sqrt{v} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{1}^{n} (f_{cm} - f_{ci})^2} \ .$$

COEFICIENTE DE VARIACION = Cociente entre la desviación típica y la media aritmética:

$$\delta = \frac{s}{f_{cm}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{1}^{n} \left(\frac{f_{cm} - f_{ci}}{f_{cm}} \right)^2} \ .$$

Los valores de α son función de la probabilidad prefijada, y así, por ejemplo:

$\alpha = 1$ para CUANTIL ... ... 15 % (HA 61)

$\alpha = 1{,}64$ para CUANTIL ... ... 5 % (EH 68 y EH 73)

En realidad, hay que distinguir tres conceptos de RESISTENCIA CARACTERISTICA, a saber:

NOMINAL	f_{ck}	o de proyecto
REAL	$f_{c\ \text{real}}$	de cada amasada o de toda la obra
ESTIMADA	$f_{c\ \text{est}}$	o de muestreo de la obra.

Así como la resistencia característica real de cada amasada viene expresada por el valor de su resistencia media, la resistencia característica real de toda la obra es un valor imposible de conocer en la práctica, puesto que ello requeriría conocer la resistencia de todos y cada uno de los puntos. Por ello, se recurre a la determinación de su valor ESTIMADA, en función de los valores REALES obtenidos como valores medios en la rotura de una serie de probetas de cada amasada.

En la práctica se procede, pues, a la realización de una serie de ensayos de control con objeto de obtener un número N de determinaciones de valores de resistencias medias de diferentes amasadas. La resistencia de cada amasada debe venir expresada por el valor medio de las roturas de n probetas tomadas de la misma, siendo $n \lessdot 2$. Este valor medio constituye la RESISTENCIA REAL de esa amasada.

La RESISTENCIA CARACTERISTICA ESTIMADA —f_{est}— se determina, pues, a partir de un número finito N de resultados medios de cada amasada, y recurriendo al empleo de ESTIMADORES.

Se define como ESTIMADOR la función que, particularizada para los resultados numéricos obtenidos de la rotura de probetas, proporciona

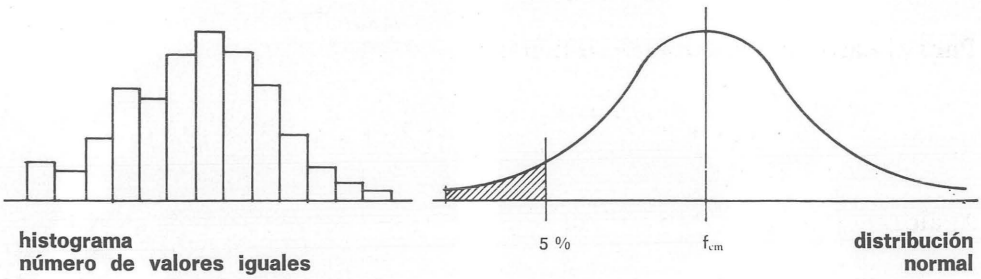


Fig. 2.17. Representación gráfica de la distribución estadística normal de resultados.

un valor que estima y cuantifica la RESISTENCIA CARACTERISTICA de la obra. En dichas funciones juega papel importante, no sólo el número de probetas ensayadas y sus resultados, sino también sus desviaciones, tenidas en cuenta a través del COEFICIENTE DE VARIACION, obtenido mediante el cociente entre la DESVIACION TIPICA y la RESISTENCIA MEDIA.

1.1. *Estimador A*

Se define como el valor que resulta de multiplicar el valor medio más bajo, obtenido en la rotura de las probetas de una serie de amasadas, por un coeficiente K_A que es función del número de valores medios de amasadas y del coeficiente de variación del hormigón. Los valores de K_A se dan en la tabla II del Apéndice.

Si no se conoce el coeficiente de variación δ del hormigón, puede suponerse $\delta = 0{,}20$ en los casos ordinarios y $\delta = 0{,}10$ a $0{,}15$ en los casos de hormigón fabricado en central y suministrado en forma regular.

1.2. *Estimador B*

Se define como el doble de la media aritmética de los $m - 1$ resultados medios más bajos de una serie de $N = 2\,m$ amasadas, disminuido el valor del resultado medio de la amasada emésima.

Obtenidas las $N = 2\,m$ determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas y ordenadas de menor a mayor en la forma:

$$X_1 \leqslant X_2 \leqslant \ldots. \leqslant X_m \leqslant \ldots. \leqslant X_N$$

se define como resistencia característica estimada al valor

$$f_{cest} = 2\,\frac{X_1 + X_2 + \ldots + X_{m-1}}{m - 1} - X_m$$

Para el caso de 6 resultados se tiene:

$$f_{cest} = 2\,\frac{X_1 + X_2}{2} - X_3 = X_1 + X_2 - X_3$$

Análogamente, para 12 resultados:

$$f_{cest} = 2\,\frac{X_1 + X_2 + X_3 + X_4 + X_5}{5} - X_6$$

y así respectivamente.

Si el número de resultados es impar, se prescinde del más alto de la serie. En todos los casos el coeficiente $K_B = 1$.

1.3. *Estimador C*

Se define como la media aritmética de la sexta parte más baja de resultados medios de las sucesivas amasadas, multiplicada por un coeficiente corrector K_C menor que la unidad y próximo a ella, que se toma de la tabla III del Apéndice:

$$f_{cest}\,(X_1\,,\ X_2 \ldots X_i\,, \ldots X_{6N}) = \frac{X_1 + X_2 + \ldots + X_N}{N} \times K_C$$

siendo X_i un resultado genérico de los valores medios de la amasada i, que componen la muestra con $X_1\,,\ X_2 \ldots X_{6N}$.

Los valores de K_C dependen del número de resultados medios y del coeficiente de variación del hormigón.

Así, por ejemplo, para el caso de 6 resultados y $V = 0{,}20$ se obtiene:

$$f_{cest} = 0{,}9\,X_1$$

Para el caso de 12 resultados y $V = 0{,}15$ se obtiene:

$$f_{cest} = 0{,}95\,\frac{X_1 + X_2}{2}$$

y así sucesivamente.

Si el número de resultados no es mútiplo de 6, se opera con el mayor número múltiplo de 6, de resultados más bajos y se prescinde de los restantes valores más altos.

1.4. *Otros estimadores*

Además de los *A*, *B* y *C* anteriormente definidos, es posible aceptar cualquier otro estimador, determinados de acuerdo con los teorías de la estadística. De hecho, para el hormigón se han utilizado hasta el presente, otros estimadores de características más o menos análogas.

Así, por ejemplo, el estimador de la H.A.-61, con probabilidad 15 %, era: el valor medio de la mitad de las probetas más bajas. Y el estimador empleado por el CEB y la EH 68, con probabilidad 5 %, era: el doble del valor medio de la mitad de las probetas más bajas, menos el valor medio de todas las probetas.

Todos estos conceptos, contrastados con la experiencia, han servido de base para la nueva redacción de la «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado» —EH 73—, actualmente en vigor, y cuyo contenido es expuesto en el capítulo de CONTROL.

☆ ☆ ☆

Por otro lado, es necesario usar siempre el mismo tipo de probetas, cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, por lo que si se emplean probetas de otras formas y dimensiones es preciso emplear factores de corrección, ya que en probetas más chicas o menos esbeltas se obtienen resultados mayores, y en probetas más grandes o más esbeltas, se obtienen resultados menores. Los coeficientes de corrección son los reseñados en la tabla IV del Apéndice, pero es de destacar que los valores así obtenidos son sólo aproximados.

2. Deformabilidad

Es la mayor o menor capacidad que tiene un material para soportar deformaciones sin romperse. Esta propiedad es fundamental para todos los materiales estructurales, ya que de ella depende directamente el método de cálculo a aplicar, y la fijación de los estados límites. Su forma de expresión más característica viene reflejada por la curva σ/ε, de tensión-deformación, y por el valor de la pendiente de sus tangentes, que define el valor del MODULO DE ELASTICIDAD o de DEFORMACION.

En hormigón, este estudio sólo se hace para solicitaciones de compresión, y su gráfica simplificada puede verse en la figura 2.18. El MODULO DE DEFORMACION expresa, pues, el valor de la tensión necesaria para producir un acortamiento unitario, y que por lo tanto viene representado por el valor de la pendiente de la tangente a la curva σ/ε, en el origen, o de la secante entre el origen y un punto cualquiera de dicha curva.

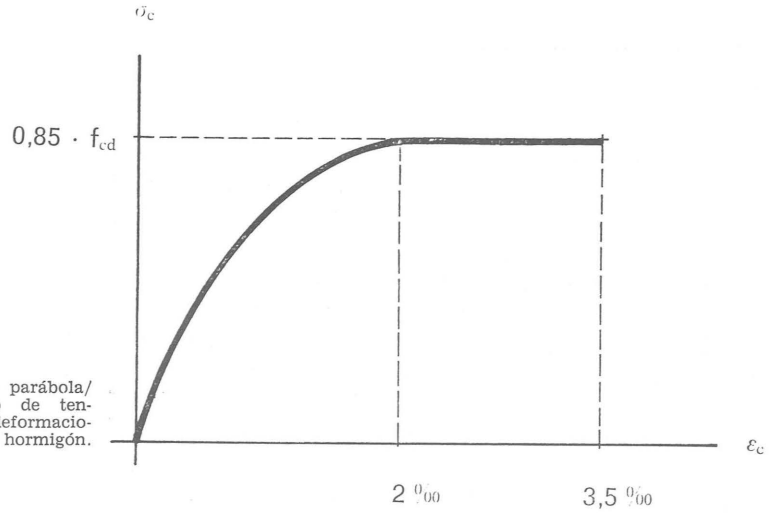


Fig. 2.13. Diagrama parábola/ rectángulo de tensiones; deformaciones del hormigón.

El valor del módulo de deformación para cargas instantáneas de un hormigón de j días de edad viene dado por:

$$E_j = 21.000\sqrt{f_{cj}}$$

mientras que adquiere el valor de:

$E_j = 14.000\ \sqrt{f_{cj}}$ para solicitaciones de carga permanente y clima húmedo.

$E_j = 8.000\ \sqrt{f_{cj}}$ para solicitaciones de carga permanente y clima seco.

y siempre que en ningún caso las tensiones de trabajo superen el valor de $0{,}3\, f_{cj}$.

* * *

Los ESTADOS LIMITES de deformación sirven para fijar los estados de rotura en los distintos tipos de solicitación, y así, por ejemplo, en hormigón armado dichas deformaciones límites son las siguientes:

1. EN TRACCION. Deformación límite por extensión del acero $\varepsilon_s = 0{,}0100$, o sea del 10 ‰, si bien la fisuración del hormigón se produce antes, limitando sus posibilidades de uso, pese a no llegar a rotura.
2. EN COMPRESION. Deformación límite por acortamiento del hormigón $\varepsilon_c = 0{,}0020$, o sea, del 2 ‰.
3. EN FLEXION. Deformación límite por acortamiento del hormigón $\varepsilon_{cu} = 0{,}0035$, o sea, del 3,5 ‰. Este valor es superior al 0,0020 de compresión, por la plastificación admitida de las fibras superiores.

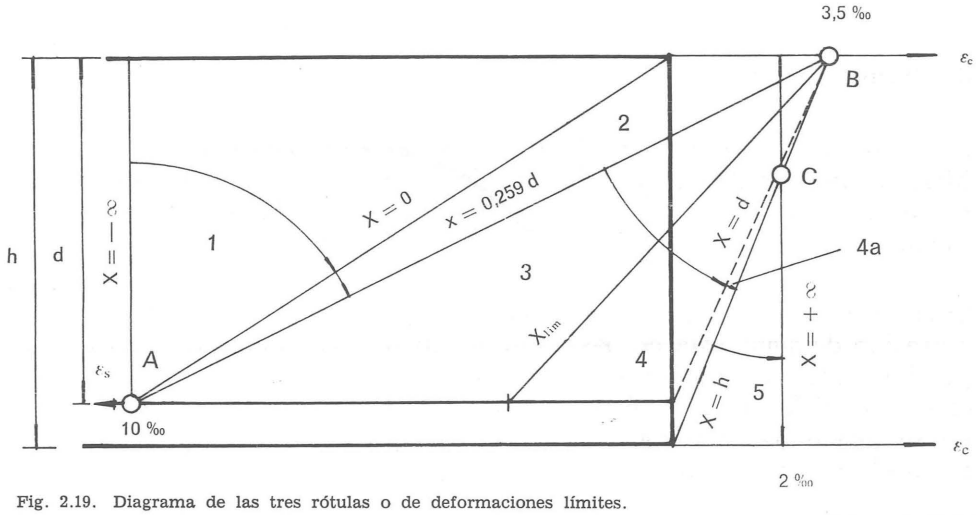


Fig. 2.19. Diagrama de las tres rótulas o de deformaciones límites.

De ahí que, aceptada la ley de deformaciones planas de BERNOULLI, surja la definición de los estados límites de rotura, o de deformación plástica excesiva, en el «esquema de las tres rótulas» (fig. 2.19), que comprende todo tipo de solicitaciones, desde la TRACCION PURA hasta la COMPRESION PURA, en la que se definen los siguientes dominios:

Dominio 1: Tracción simple o compuesta en donde toda la sección está en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A correspondiente a un alargamiento del acero más traccionado del 10 ‰.

Dominio 2: Flexión simple o compuesta en donde el hormigón no alcanza la deformación de rotura por flexión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto A hasta alcanzar el B.

Dominio 3: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B correspondiente a la deformación de rotura por flexión del hormigón $\varepsilon_{cu}=3{,}5$ ‰. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre el 10 ‰ y ε_y, siendo ε_y el alargamiento correspondiente al límite elástico del acero.

Dominio 4: Flexión simple o compuesta en donde las rectas de deformación giran alrededor del punto B. El alargamiento de la armadura más traccionada está comprendido entre ε_y y 0.

Dominio 4a: Flexión compuesta en donde todas las armaduras están comprimidas y existe una pequeña zona de hormigón en tracción. Las rectas de deformación giran alrededor del punto B.

Dominio 5: Compresión simple o compuesta en donde ambos materiales trabajan a compresión. Las rectas de deformación giran alrededor del punto C definido por la recta correspondiente a la deformación de rotura del hormigón por compresión $\varepsilon_{cu} = 2$ ‰.

3. Permeabilidad

Se puede afirmar que todos los hormigones son más o menos permeables, ya que pierden agua de amasado y quedan en su masa canales o poros microscópicos que facilitan la penetración. Cabe distinguir dos tipos: bajo presión y absorción.

Si la masa de hormigón sólo contiene conductos capilares, y se la somete a presión de agua, ésta no pasará al hormigón; sin embargo, introducida parcialmente en agua, por el fenómeno de capilaridad, penetrará. Por el contrario, si la masa de hormigón tiene coqueras más o menos grandes, no se producirá el fenómeno de capilaridad, pero sí penetrará en su masa el agua a presión.

Este doble comportamiento hace que los hormigones sin finos sean ideales para aislar de la humedad del suelo; y que los hormigones compactos y pesados se empleen como pantallas impermeables al aire a presión en las centrales atómicas. De todos modos un buen hormigón de 20 cm de espesor deja pasar 1 $l/m^2 \cdot$ hora de aire, con diferencias de presión en sus caras de 1 atmósfera.

4. Adherencia

Una de las propiedades más estimables del hormigón es su facilidad de pegar a otros hormigones y a materiales pétreos, cerámicos y metálicos. Esta adherencia es función de la naturaleza de la superficie (lisa, rugosa), de la calidad del hormigón; y de la forma de puesta en obra. Cuanto más rugosa sea la superficie, mejor la moja el hormigón y más compacta es la junta, mayor es la adherencia conseguida.

5. Comportamiento frente a cambios térmicos

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón es de 8 millonésimas; el del acero, 11 millonésimas; y el del hormigón armado, 10 millonésimas. En este valor está incorporado el efecto higrotérmico, ya que en los cambios dimensionales del hormigón influye no sólo la temperatura sino también la humedad.

Este valor es importante, ya que obliga a la colocación de juntas de dilatación más o menos alejadas según los cambios previstos de temperatura y humedad, y según la capacidad de deformación de la estructura considerada. En un muro de contención, por ejemplo, habrá que poner juntas cada 6 m; mientras que en una estructura reticulada se podrá llegar a los 30 m; y en una cúpula se sobrepasan los 200 m sin ellas, ya

que los cambios longitudinales se traducen en movimientos de su clave, y lo que habrá que prever son los cambios de solicitación por variación de directriz.

6. Resistencia al desgaste

En general es elevada, pero hay que tener en cuenta que no basta con que el árido sea muy resistente, sino que la pasta debe serlo también, pues existe el peligro de que los áridos salten, al quedar libres por el desgaste de aquélla.

7. Peso

Pese a que por regla general los hormigones son pesados, pueden obtenerse de densidades variables de 1.000 a 5.000 kg/m^3, siendo su peso normal de 2.200 kg/m^3, lo cual unas veces es inconveniente por el peso muerto que aporta, y otras es ventaja por su efecto estabilizador (caso de presas de gravedad, contrafuertes, muros de contención...).

8. Durabilidad

En general, la durabilidad de los hormigones es muy elevada, a no ser que se vea comprometida por el ataque químico del medio en que se encuentra. De todos modos, aun en ambientes agresivos, si se eligen adecuadamente los materiales a emplear, pueden conseguirse resultados aceptables. Por otro lado, es de destacar que aparte de la clase y tipo de cemento más adecuado, la COMPACIDAD es el arma más eficaz para mejorar la durabilidad de cualquier hormigón.

9. Compacidad

Propiedades tan importantes como la RESISTENCIA, DURABILIDAD, IMPERMEABILIDAD... son función directa de la compacidad de un hormigón. Pero, ¿qué es la COMPACIDAD?... De forma elemental podría definirse como «la cantidad de sólido contenido en una unidad de volumen». Su valor es, pues, tanto más elevado cuanto menor sea el volumen de huecos existentes en el hormigón, es decir, cuanto menor sea su POROSIDAD.

En general, es prácticamente imposible el obtener un hormigón perfectamente compacto, dada la propia naturaleza PSEUDOSOLIDA del hormigón, pero con dosificaciones adecuadas y métodos de compactación idóneos (vibrado, prensado...) pueden llegarse a compacidades del 96 %, es decir, con sólo un 4 % de huecos.

3 naturaleza del hormigón

Planteamiento general ✡ Reología ✡ Sólido ideal
Materiales elásticos ✡ Materiales viscosos ✡ Materiales plásticos
Comportamiento del hormigón ✡ Cansancio y fatiga

Planteamiento general

En el año 1936, FREYSSINET publicó un pequeño libro, «UNE REVOLUTION DANS LES TECHNIQUES DU BETON», en el que fijó las bases para el conocimiento real de la naturaleza del hormigón, explicando en función de ella sus comportamientos, que hasta entonces parecían caprichosos. Y, como él mismo dice en el prólogo, su objetivo fue vencer las dificultades que encontró al hacer obras singulares —HANGAR DEL AEROPUERTO DE ORLY, PUENTE DE PLOUGASTEL...—, debidas a «la ignorancia de las propiedades del material empleado, y a la mediocridad de las condiciones de utilización de los métodos clásicos».

Para llegar a ello, hay que considerar sucesivamente los siguientes conceptos:

1. Estado gaseoso, líquido y sólido.
2. Fenómenos superficiales.
3. Fenómenos capilares.
4. Solidificación parcial.
5. Cuerpos pseudosólidos.
6. Retracción.
7. Dilatación térmica.
8. Deformaciones lentas.

1. Estado gaseoso, líquido y sólido

La materia se compone de moléculas, y éstas de átomos, ordenados según sistemas muy complejos, pero que, pese a la variedad de su estructura, tienen una serie de propiedades comunes, entre las que destaca el hecho de que se mantienen en equilibrio o en movimiento en virtud de las fuerzas de atracción y rechazo que se ejercen entre unas y otras.

Estas fuerzas son proporcionales al producto de sus masas y según una ley de distancias, de tal modo que a partir de una cierta separación, llamada radio de acción molecular, cesa toda acción.

En el estado gaseoso, las moléculas están animadas de una velocidad variable, función de la temperatura, y sus trayectorias son rectas, salvo desviaciones debidas al encuentro con otras moléculas, ejerciendo sobre la superficie de los cuerpos en que están en contacto un bombardeo continuo, que produce una determinada presión.

Por bajo de la temperatura crítica o bajo presión bastante fuerte, las moléculas de ese gas toman un estado de equilibrio estable, en el cual sus distancias mútuas permanecen fijas, mientras no cambie la presión o la temperatura; el cuerpo ha tomado entonces el estado líquido o sólido.

Bajo estas dos formas, la atracción recíproca de las moléculas tiende a mantener invariable su distancia relativa, por equilibrio entre la energía cinética, que tiende a separarlas, y la atracción, que tiende a unirlas. El movimiento de las moléculas se reduce entonces a una vibración tanto más intensa cuanto mayor es la temperatura.

Pero este equilibrio no es estable en los líquidos nada más que considerados en gran masa. De ahí la idea, prácticamente verdadera, pero en todo rigor inexacta, de que los líquidos no resisten tracciones.

Las experiencias de BERTHELOT demostraron que los líquidos pueden soportar tracciones isótropas de valor considerable. Para ello, tomó una esfera de vidrio muy sólido llena de agua en su interior, purgó el aire mediante una ebullición prolongada y la cerró a la lámpara, quedando un espacio aparentemente vacío, pero totalmente lleno de vapor. Un calentamiento lento produce la dilatación del líquido, que termina ocupando todo el espacio. Al enfriar, el espacio vacío no vuelve a aparecer y el líquido sigue totalmente adherido al vidrio, para lo cual ha tenido que aumentar de volumen por efecto de la tracción isótropa a la que se encuentra sometido; tracción fácil de medir y que puede llegar a alcanzar cientos de kilos por centímetro cuadrado.

Pero si una sola burbuja de aire aparece en el líquido, se produce la ruptura y reaparece el espacio vacío, con la condición de que el radio de la burbuja sobrepase un cierto mínimo, función de la tracción a destruir.

2. Fenómenos superficiales

En el interior de un cuerpo sólido homogéneo, las atracciones moleculares crean una presión interna igual a la cohesión, aumentada por las presiones exteriores. Pero al aproximarse a la superficie, a una distancia menor que el radio de atracción molecular, esta presión dismi-

nuye, y las primeras capas de moléculas están simplemente aplicadas a la superficie por su propia atracción.

Existe, pues, en la superficie de todo cuerpo, y más aún de todo líquido, una capa superficial en la que la presión es menor que en el resto; la libertad de sus moléculas es más grande y su densidad menor. Esto hace que en sus superficies de contacto con un gas se produzcan fenómenos muy particulares.

LAPLACE demostró que la atracción central de las moléculas implica la existencia en toda superficie de una tensión superficial que tiende a reducir al mínimo la superficie de toda masa, así como el potencial de fuerzas de atracción.

El estudio de las propiedades de láminas finas, del orden de millonésimas de milímetro, permite evaluar la cohesión del agua, obteniéndose valores muy aproximados al obtenido en las experiencias de BERTHELOT.

Un líquido moja a un sólido cuando la atracción recíproca de moléculas sólido-líquido es superior a la atracción de moléculas líquidas entre ellas. La ley del mínimo de energía superficial implica una fijación del líquido sobre el sólido, en capa infinitamente reducida que hace cuerpo con el sólido. Si el líquido está sometido a una tracción, él la transmite al sólido que moja.

A esto se llega en la experiencia de BERTHELOT, en la cual el agua tira del vidrio a razón de varios cientos de kilos por centímetro cuadrado.

3. Fenómenos capilares

De la uniformidad de la tensión superficial resulta que la superficie libre de un líquido es tal que la suma de las inversas de sus radios de curvatura principales es constante. Y así ocurre en la superficie libre de un líquido contenido en un conducto capilar. Si la pared del conducto es mojada, esta superficie es cóncava hacia el exterior y se acuerda tangencialmente con sus paredes, o más exactamente con la capa de líquido adherido a ellas.

Si el conducto es de revolución, la superficie es una semiesfera, y si son dos planos paralelos, es un semicilindro de radio $D/2$, siendo D el espesor del conducto (fig. 3.1).

La tensión de la superficie crea un estado de tracción isótropa en el líquido, que es tanto mayor cuanto más estrecho es el conducto capilar y más delgada la lámina que moja su superficie. Por lo que todo líquido contenido en los intersticios que moja soporta de forma estable y permanente unas tensiones de tracción que transmite a las paredes.

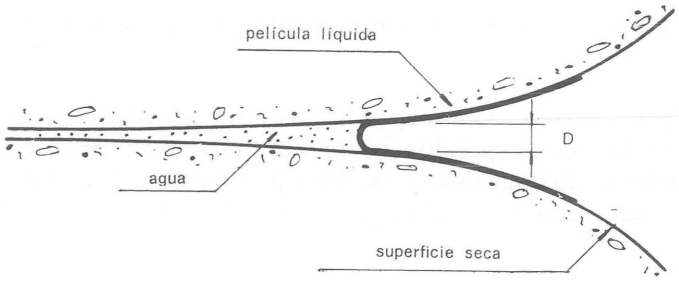


Fig. 3.1. Fenómeno capilar.

4. Solidificación parcial

Junto al fenómeno capilar se produce otro de solidificación parcial, como consecuencia de la disminución de la energía cinética transformada en calor.

La introducción de un líquido por un conducto capilar produce un verdadero cambio de estado; el cuerpo no puede volver al estado líquido sin absorber calor. Esta modificación de propiedades se extiende a las condiciones de equilibrio entre líquido y vapor.

En una intersuperficie líquido-gas, hay moléculas que poseen la suficiente energía para escapar a la atracción molecular del líquido e incorporarse al gas; inversamente, el gas bombardea la superficie de las moléculas líquidas, y se incorpora a ellas si son idénticas o mezclable con ellas.

El equilibrio entre estos cambios determina la tensión de vapor de saturación a la temperatura de la experiencia y que depende evidentemente de la forma de la superficie libre.

5. Cuerpos pseudosólidos

Estos hechos constituyen la base de toda la mecánica del sistema líquido-sólido, con apariencia sólida, pero que en realidad se trata de PSEUDOSOLIDOS.

Cuerpos PSEUDOSOLIDOS son aquellos con aspecto exterior de sólidos, pero que en su masa existe una serie de poros y conductos capilares que contienen agua y aire, lo cual les proporciona propiedades mecánicas diferentes a las de los sólidos verdaderos o compactos.

Si un cuerpo pseudosólido se sitúa en una determinada atmósfera de humedad y temperatura, se establece un equilibrio en los distintos poros y conductos entre vapor, película líquida y temperatura.

Así, por ejemplo, si se coloca un trozo de hormigón en una atmósfera saturada de agua, sus poros y capilares se llenan completamente, a con-

dición de que el medio exterior tenga una temperatura igual o más elevada que la del hormigón.

Si el cuerpo está más caliente que el medio, el líquido desaparece de los poros mayores o incluso de todos, marcando un límite, a partir del cual los poros menores se llenan de agua, la relación de temperaturas entre el hormigón y su ambiente.

Como el hormigón, en su proceso de fraguado, sube de temperatura, pierde su agua de amasado, tanto más rápidamente cuanto mayor sea su elevación de temperatura y mayores sus poros. Y esto ocurre hasta tal punto, que un hormigón poroso es capaz de deshidratarse en un ambiente saturado, si su compacidad es escasa y su temperatura elevada respecto al medio.

Por el contrario, los hormigones muy compactos (de baja relación agua/cemento y bien vibrados), con intersticios muy finos retienen muy bien el agua de amasado, y hasta tal punto, que soportan tratamientos térmicos sin peligro de desecación. Y en cambio, un hormigón poco compacto puede deshidratarse, aun bajo el agua, si su temperatura, como consecuencia del fraguado, es superior a la del agua.

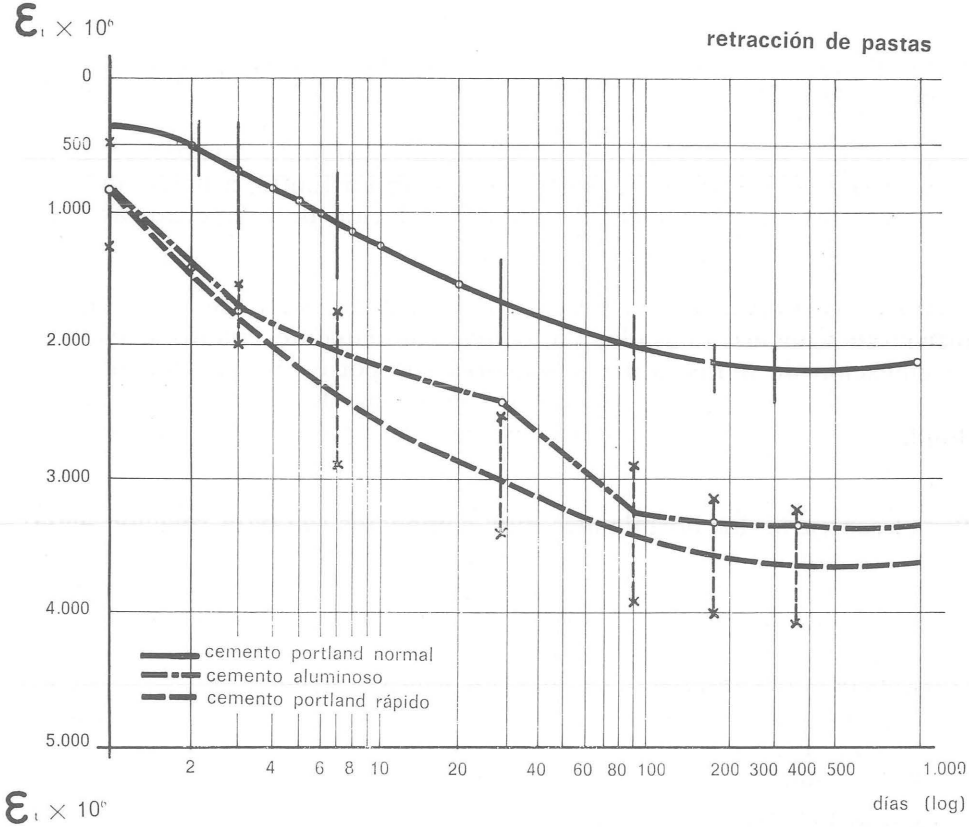
6. Retracción

Los fenómenos capilares determinan un sistema de fuerzas interiores idénticas a las que resultarían de una presión normal y uniforme que se ejerciera desde el exterior hacia el interior, como si un líquido impermeable rodease todo el cuerpo dándole una presión isótropa, que recibe el nombre de «presión de retracción».

Esta presión produce una reducción de volumen del cuerpo, más acusada durante el proceso de fraguado, pero siempre sensible al secarse o humedecerse el cuerpo por cambio de las condiciones higrométricas de su medio. El fenómeno es parcialmente reversible, como consecuencia de las variaciones de sequedad/humedad de la masa de hormigón.

Por otro lado, la reducción de volumen que caracteriza a todas las reacciones de hidratación y cristalización que constituyen el proceso de fraguado y endurecimiento hacen que este fenómeno sea particularmente sensible en las edades jóvenes del hormigón, pero que no llega a estabilizarse hasta un período de tiempo comprendido entre los dos y tres años. En las figuras 3.2 y 3.3 pueden verse los gráficos de retracciones hasta 1.000 días, según COCAGNE, de pastas puras y de morteros.

Pero la retracción por efecto capilar no cesa de producirse y variar a lo largo de toda la vida del hormigón, y explica fenómenos tales como la variación del módulo de deformación en función de la velocidad de carga, obteniéndose el valor más elevado para carga instantánea, en probetas ni desecadas ni saturadas.



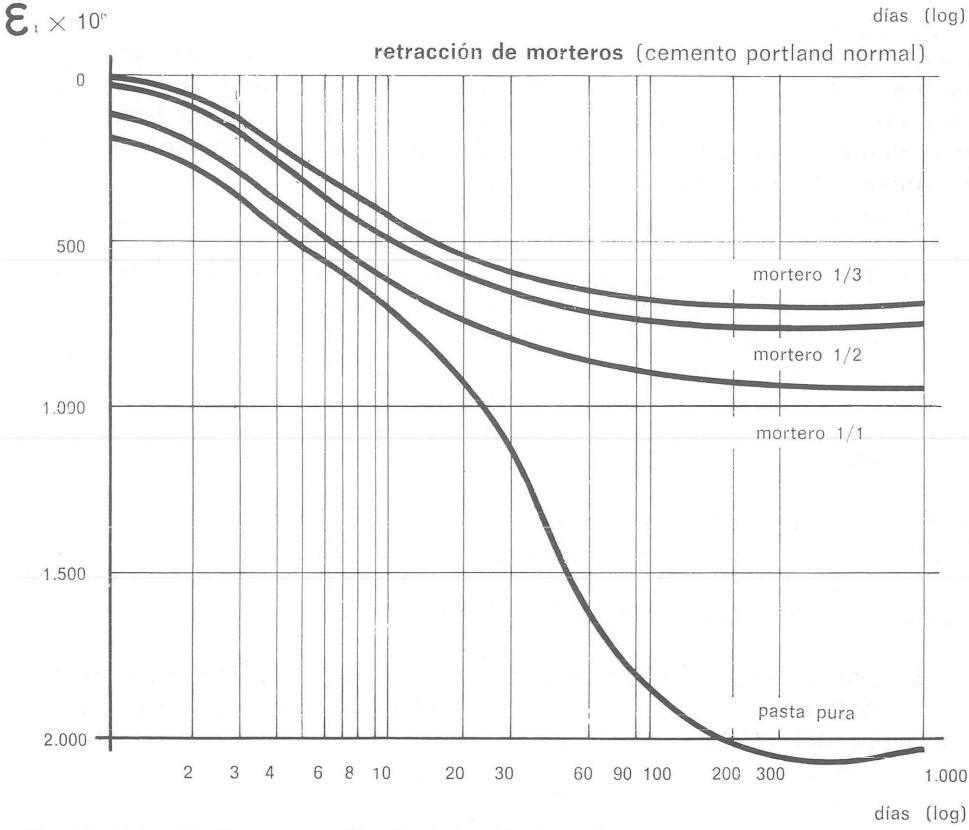


Fig. 3.2. Retracción de pastas. — Fig. 3.3. Retracción de morteros.

En general, para unas condiciones medias, puede admitirse como valor de la retracción:

$\varepsilon_t = 0{,}35$ mm/m para elementos de hormigón en masa;

$\varepsilon_t = 0{,}25$ mm/m para elementos de hormigón armado,

pero sin olvidar que este valor final de ε_t se compone en realidad de dos sumandos distintos:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{t_1} + \varepsilon_{t_2} \ ,$$

donde:

ε_{t_1} es el valor de la retracción originada por las variaciones del volumen del proceso de fraguado y desecación originada por la pérdida del agua combinada más la evaporada como consecuencia de la elevación de la temperatura por fraguado. Su valor es permanente y no reversible.

ε_{t_2} es el valor de la retracción originada por los cambios de humedad y temperatura, por lo que su valor es continuamente variable y reversible.

Para una evaluación más exacta del valor de la retracción habrá que tener en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, y en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón, la cuantía de armaduras y el tiempo transcurrido desde la ejecución, que marca la duración del fenómeno. Estas variables pueden tenerse en cuenta del modo que a continuación se indica:

1. El valor ε_t de la retracción de un elemento de hormigón en masa, desde el momento de su acabado hasta el instante t, viene dado por:

$$\varepsilon_t = \beta_t \cdot \varepsilon_0 \ ,$$

donde:

ε_0 es el valor medio dado en la tabla V del Apéndice.

β_t es un coeficiente que refleja la evolución en el tiempo, dado en el gráfico de la figura 3.4.

2. Las curvas de la figura 3.4 corresponden a distintos espesores ficticios de la pieza e, que se calculan mediante la expresión:

$$e = \alpha \frac{2A}{u} \ ,$$

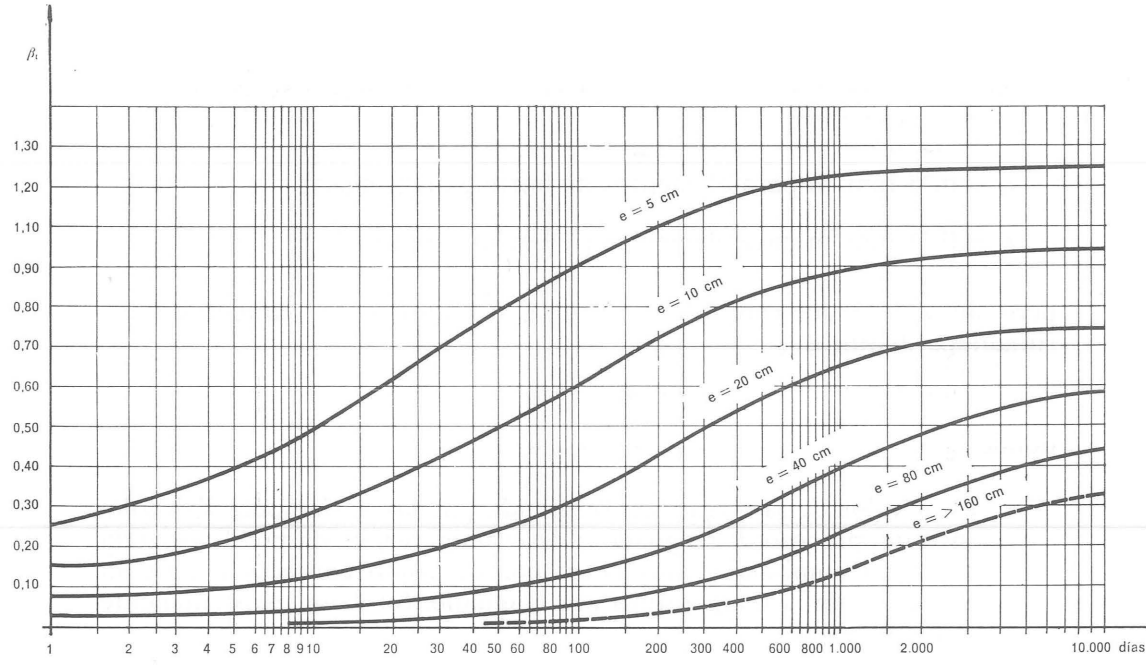


Fig. 3.4. Valores del coeficiente β_t de retracción.

siendo:

α el coeficiente dado en la tabla V del Apéndice.

A el área de la sección transversal del elemento.

u el perímetro de la sección transversal que está en contacto con la atmósfera.

Si una de las dimensiones de la sección es muy grande con respecto a la otra, el espesor ficticio (abstracción hecha del coeficiente corrector por ambiente α) coincide sensiblemente con el real.

3. En el eje de abscisas del gráfico de la figura 3.4 aparece la edad teórica del hormigón en días t. Si el hormigón está sometido a temperaturas normales, la edad teórica coincide con la real. Si no es así, se tomará como edad teórica t dada por la expresión:

$$t = \frac{\Sigma\, j \cdot (T + 10)}{30} ,$$

donde:

j es el número de días durante los cuales el endurecimiento se efectúa a una temperatura de T grados centígrados.

4. Si la influencia de la retracción va a ser efectiva, no desde el principio, sino a partir de una edad de j días, el valor que interesa determinar en el instante t es:

$$\varepsilon_t = (\beta_t - \beta_j) \cdot \varepsilon_0 \ ,$$

con los mismos significados que anteriormente.

5. Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, o con un cemento rápido de gran finura, la retracción puede alcanzar valores mayores de los indicados en este procedimiento, al menos en un 25 %, especialmente en las primeras edades.

Por el contrario, en hormigones muy secos la retracción calculada debe disminuirse en un 25 % para encontrar valores más concordantes con los medidos experimentalmente.

6. A partir de la deformación ε_t correspondiente a hormigón en masa, puede calcularse la deformación ε_{ts} correspondiente a hormigón armado mediante la relación:

$$\varepsilon_{ts} = \varepsilon_t \frac{1}{1 + n \cdot \varrho} \ ,$$

siendo:

$n = \dfrac{E_s}{E_c}$ el coeficiente de equivalencia.

$\varrho = \dfrac{A_s}{A_c}$ la cuantía geométrica de la pieza.

7. Dilatación térmica

El término «coeficiente de dilatación» aplicado a un pseudosólido carece de sentido. El efecto que produce un determinado cambio de temperatura sobre estos cuerpos es muy complejo.

En efecto: el coeficiente de dilatación de un sólido de alta temperatura de fusión es, en general, muy reducido; para la mayor parte de los materiales pétreos varía de 1/5 a 4/5 del acero. Los líquidos, por el contrario, como cuerpos de moléculas de mayor movilidad, son mucho más sensibles a los cambios de temperatura: entre 40° y 100°, por ejemplo, el coeficiente de dilatación del agua es 50 veces el del acero; pero esta dilatación no sigue una ley lineal por fenómenos de disociación molecular.

Al considerar un trozo de hormigón en una atmósfera de temperatura y humedad determinada, el cuerpo adquiere su equilibrio higrotérmico. Al calentarlo, el sólido y el agua se dilatan, cada uno por su lado. Pero el agua se dilata 100 veces más que el sólido, y si a esto se une el cambio de equilibrio intersticial, se explica el que el hormigón sea más sensible a los cambios higrotérmicos que a los simples térmicos y que su dilatación térmica sea mayor que si se tratase de un sólido compacto de la misma naturaleza.

Los valores obtenidos por Freyssinet, tras largas experiencias, y con motivo de la construcción del puente de Plougastel, demostraron que las retracciones y dilataciones higrotérmicas alcanzan valores comprendidos entre $\pm$ 0,00015.

Esto justifica que en los climas marinos, de humedad casi constante, las juntas de dilatación térmica puedan espaciarse más que en los climas continentales, de mayor variabilidad de la humedad ambiente.

8. Deformaciones lentas

La existencia de estas fuerzas capilares hace que varíen el módulo de Young, el coeficiente de Poisson y la resistencia en función del tiempo de carga y del estado de saturación. Así ocurre, por ejemplo, en el caso de compresión simple.

Al considerar una probeta de hormigón, en equilibrio, en una determinada atmósfera, en la que existen determinados poros vacíos y otros llenos de agua, y comprimirla con una carga unitaria p, se produce una deformación unitaria p/E_0, siendo E_0 el módulo de elasticidad inicial del hormigón.

Pero por efecto de esta compresión, los poros cambian de volumen, lo cual sólo es posible con el desplazamiento del agua, que, en razón de su viscosidad, no es instantánea.

Por efecto de esta viscosidad, el agua intersticial se comporta como un sólido y absorbe una determinada presión, con lo que resulta en el primer instante un aumento de la rigidez del hormigón que es difícil de apreciar teóricamente. La presión de retracción disminuye al eliminar parte del agua, y con el acortamiento de la pieza se produce una expansión transversal que se suma al efecto de POISSON, de tal modo que puede apreciarse un aumento de volumen de la probeta.

La presencia simultánea de agua y aire en los intersticios del cuerpo pseudosólido producen el efecto de diferir la deformación bajo carga, y

de mostrar un módulo de Young superior al verdadero, que poco a poco, con el tiempo, se reduce a su valor real.

Las acciones capilares, al igual que las armaduras transversales, y sobre todo el zunchado, al coartar la deformación transversal refuerzan considerablemente la resistencia longitudinal de la pieza.

* * *

Esta naturaleza PSEUDOSOLIDA del hormigón explica todos estos hechos:

1. Una probeta rota instantáneamente resiste más, aparte del efecto reológico.

2. Una probeta húmeda resiste más que seca, y ésta, más que saturada.

3. Los cambios de temperatura afectan menos al hormigón en ambientes húmedos.

4. El proceso de endurecimiento se puede acelerar siempre por curado al vapor.

5. El curado térmico sólo es posible con hormigones muy compactos y en ambientes saturados de humedad.

6. El curado por riego de una estructura es más efectivo cuando la temperatura ambiente es superior a la del hormigón; es decir, al amanecer mejor que al anochecer.

Reología

Está claro, pues, que el hormigón no se puede considerar como un sólido, y más aún, porque aparte de todo lo dicho, si se le observa en un intervalo suficientemente largo, será posible verificar la existencia de deformaciones, es decir, de movimientos relativos de unas partículas respecto a otras.

Pero si el sólido se deforma de la misma manera que el líquido, ¿cuál es la diferencia entre los dos?... Esta se basa en la VELOCIDAD DE

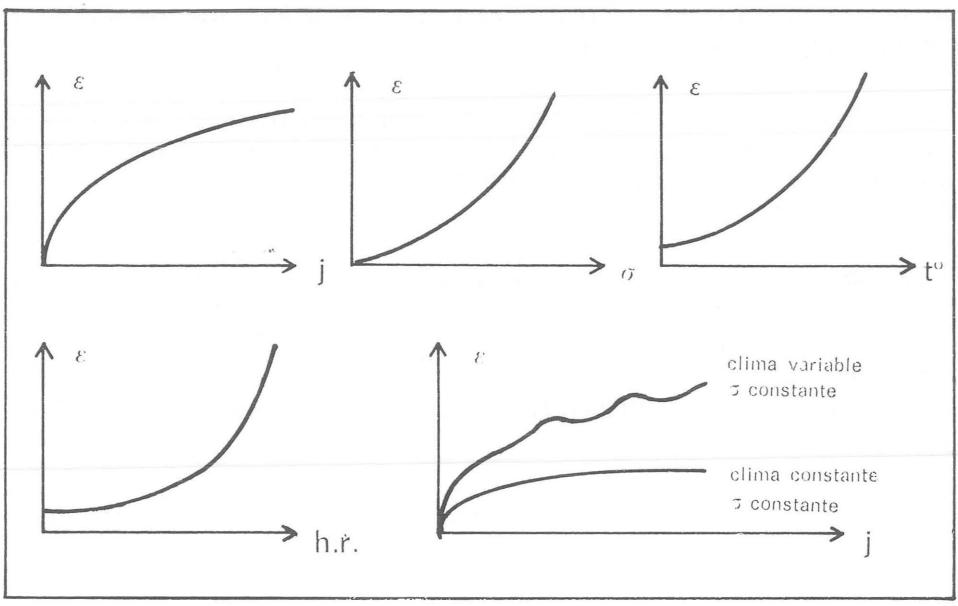


Fig. 3.5. Comportamiento reológico: tensión (σ), deformación (ε), tiempo (j), temperatura (t^o), humedad (hr).

DEFORMACION, que mientras es pequeña en el cuerpo sólido, es elevada en el cuerpo líquido.

La Mecánica Racional considera los cuerpos como indeformables y la Mecánica Elástica los asimila a sólidos perfectamente elásticos, consecuentes con la ley de HOOKE. La Reología trata del caso más general en el que las deformaciones producidas por un agente exterior, o por un proceso intrínseco aparecen íntimamente relacionadas con el tiempo. El comportamiento reológico está definido por una ecuación que relaciona: TENSION-DEFORMACION-TIEMPO, y que a su vez esta nueva variable —TIEMPO— aporta otras dos —TEMPERATURA Y HUMEDAD—, con lo que los resultados son mucho más complejos, pero más reales (fig. 3.5).

Desde el planteamiento extremo del sólido hookeano, al del líquido newtoniano, ya fijados con diferencias de años en el siglo XVII, la ciencia constructiva ha precisado dar un paso más con objeto de llegar a precisar el comportamiento real de los materiales bajo carga. Y así se ha llegado hoy día al concepto de PSEUDO-SOLIDEZ y a la clasificación de estos materiales psoudosólidos en ELASTICOS, VISCOSOS y PLASTICOS.

Una realidad que FREYSSINET puso de manifiesto al afirmar: «No sólo no se pueden obtener dos elementos de hormigón idénticos, sino que aún un mismo elemento de hormigón no pasa jamás dos veces por un

mismo estado; lo mismo que no existen dos seres vivos idénticos, ni ningún ser vivo vuelve a ser idéntico a como fue en otro instante de su existencia».

Sólido ideal

Idealmente se puede concebir un cuerpo elástico perfecto que tuviese un módulo de elasticidad infinito. Este cuerpo, indeformable, sería insensible a las cargas aplicadas y al tiempo: el CUERPO DE PASCAL, que constituye el sólido perfectamente indeformable (fig. 3.6). Con tales

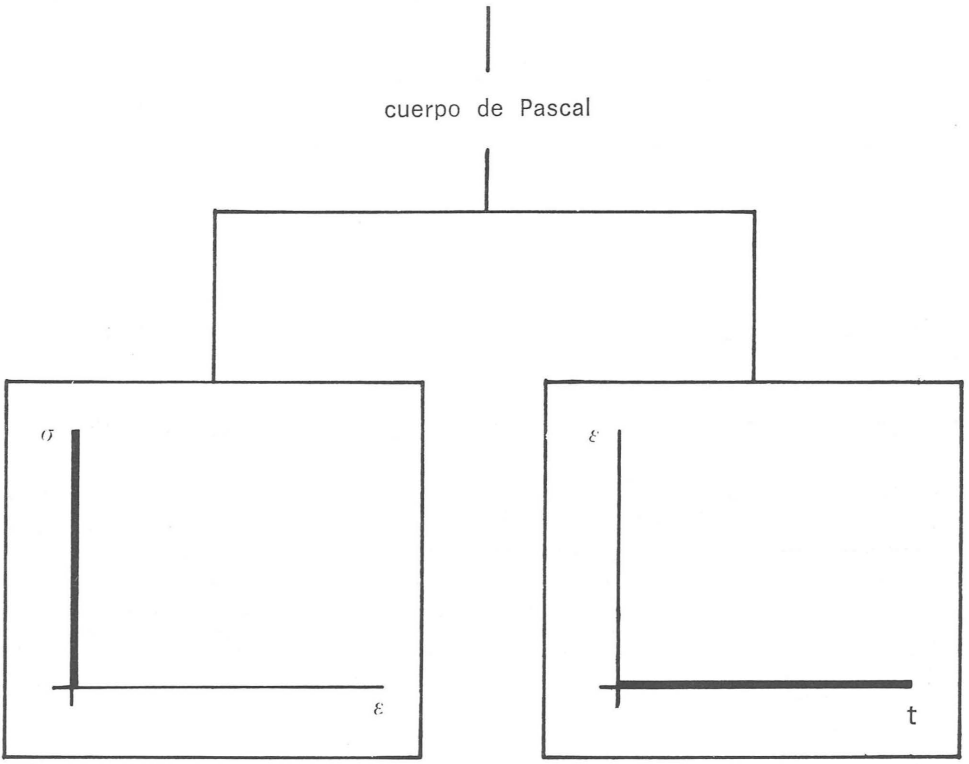


Fig. 3.6. Sólido ideal.

cuerpos ideales el cálculo estructural se limita a resolver los problemas de MECANICA RACIONAL, o de ESTATICA GRAFICA de composición de fuerzas, lo cual, traducido al campo de la Arquitectura, significa que los elementos estructurales son ISOSTATICOS y están tan sobredimensionados que no sólo no se rompen sino que ni siquiera se deforman. Es la época de la arquitectura robusta, de grandes macizos pétreos o de gruesos troncos de árboles.

Materiales elásticos

Son aquellos que gozan de la propiedad de sufrir solamente DEFORMACIONES ELASTICAS, entendiendo como tales las que desaparecen una vez retirado el efecto que las produjo. Estos cuerpos no presentan vestigio alguno de los sistemas de carga a los cuales han estado sometidos y que fueron posteriormente retirados. Se dice que el cuerpo es IDEALMENTE ELASTICO, si la recuperación es instantánea. Entonces la deformación tiene un valor constante durante el período en el cual el cuerpo está cargado, siendo este valor el de la DEFORMACION ELASTICA INSTANTANEA.

Estos cuerpos, idealmente elásticos, se clasifican en hookeanos y no hookeanos. En los primeros LAS DEFORMACIONES SON PROPORCIONALES A LAS TENSIONES APLICADAS, mientras que en los segundos

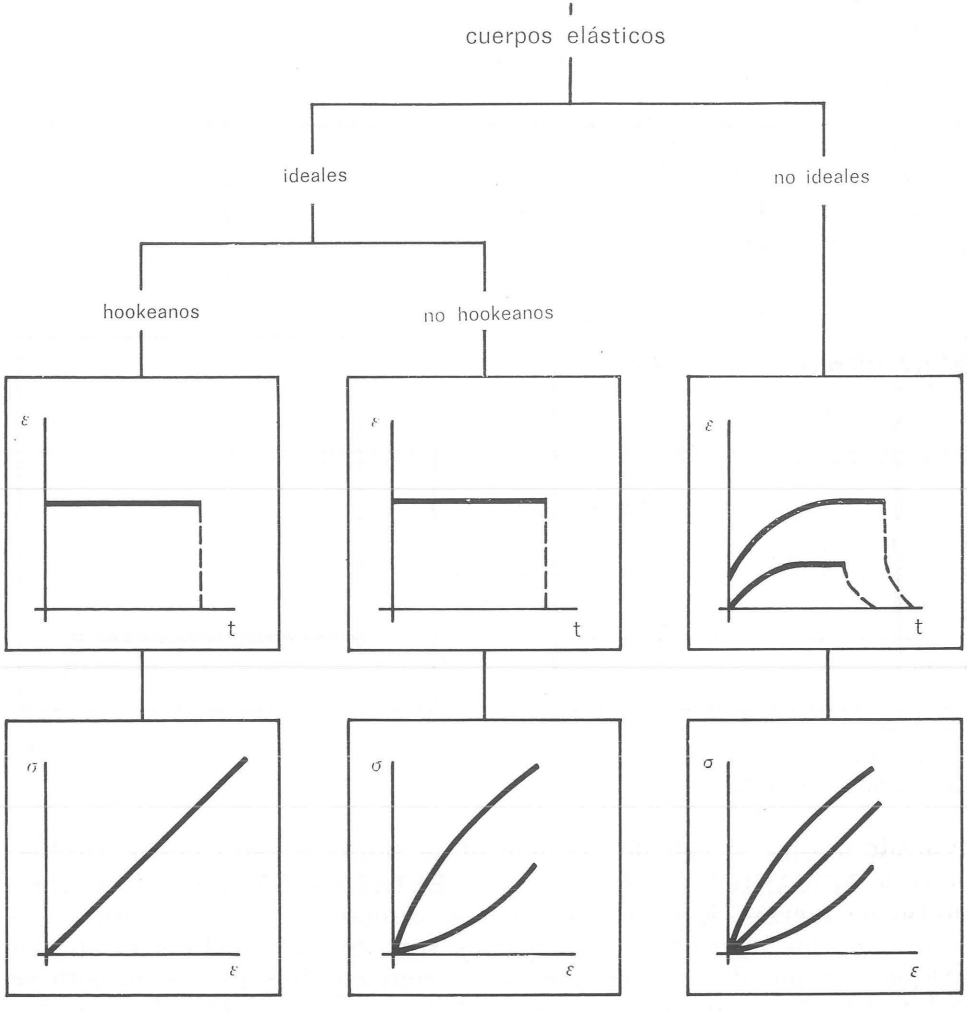


Fig. 3.7. Materiales elásticos.

la ley que relaciona las tensiones y deformaciones NO ES LINEAL, es decir, que su gráfica no es una recta sino una curva. En la Naturaleza no existe ningún cuerpo idealmente elástico.

Dentro de los cuerpos elásticos hay que considerar también los NO IDEALES. Estos cuerpos, en vez de deformarse en el instante preciso en que se aplica la carga, se deforman paulatinamente, con velocidad decreciente hasta alcanzar un límite de estabilidad. Cuando la carga se retira, presenta un proceso análogo, invirtiendo un cierto tiempo en alcanzar su posición inicial. En la figura 3.7 se representa con trazo continuo las deformaciones producidas por el proceso de carga y línea de puntos la recuperación en el de descarga.

HOOKE desarrolla todos sus cálculos a partir de la hipótesis de los cuerpos idealmente elásticos, es decir, que hay una perfecta proporcionalidad entre tensiones-deformaciones, además de la total recuperación de las deformaciones una vez que cesan las tensiones que la produjeron. La gráfica tensión-deformación es una recta que pasa por el origen, y la de deformación-tiempo es la paralela al eje de tiempos que vuelve a dicho eje en cuanto cesan de actuar las tensiones. Con esta hipótesis se desarrolla la ELASTICIDAD, que permite introducir las deformaciones —giros y desplazamientos— para el reajuste de tensiones a lo largo de una pieza, a través de los nudos de enlace de unas con otras. Ello contribuye al triunfo espectacular de las estructuras HIPERESTATICAS y, sobre todo, de las reticuladas continuas.

Materiales viscosos

Se dividen también en tres grupos: VISCOSOS PUROS o NEWTONIANOS, VISCOELASTICOS y VISCOANELASTICOS (fig. 3.8).

Los líquidos viscosos puros son NEWTONIANOS. En éstos, la velocidad de deformación es proporcional a la tensión aplicada y, por tanto, si ésta se mantiene constante, la deformación registrada es directamente proporcional al tiempo transcurrido a partir del instante de aplicación de la carga. Cuando la carga se retira, el cuerpo mantiene su deformación.

Los cuerpos viscoanelásticos son una generalización de los newtonianos. La velocidad de deformación no es directamente proporcional a la tensión aplicada, sino que ambas variables están ligadas por una función más o menos complicada y que incluso varía, a igualdad de esfuerzo aplicado, con lo cual la ley de velocidad de deformación-tiempo presenta una forma rectilínea, o no. También mantiene su deformación una vez retirada la carga aplicada.

Por el contrario, los cuerpos viscoelásticos presentan, bajo las mismas condiciones de carga que las anteriores, una tendencia a recuperar su posición inicial cuando desaparece el esfuerzo aplicado. Pero no lo con-

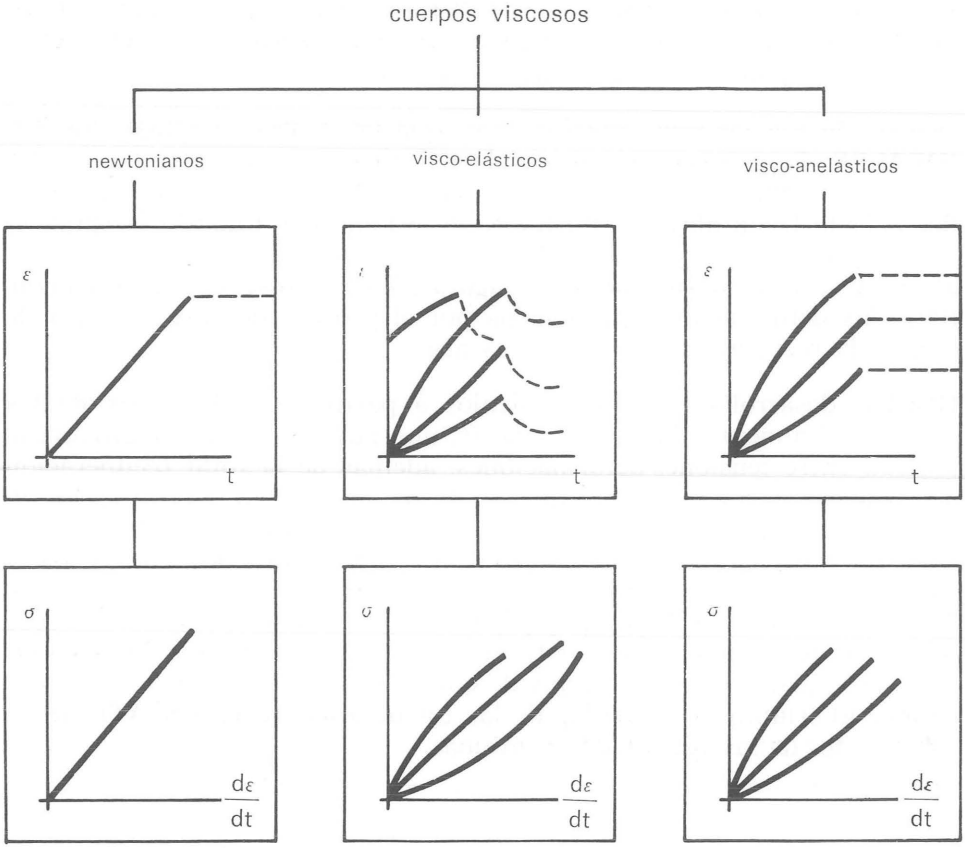


Fig. 3.8. Materiales viscosos.

siguen totalmente y queda siempre una deformación remanente, que no se recupera.

Resumiendo, se puede decir que en los cuerpos elásticos la deformación remanente es nula, y en los newtonianos y visco-anelásticos es total e igual a la que tenía en el instante en que se retira la carga.

Los viscoelásticos representan el grado intermedio en que hay una recuperación parcial de las deformaciones sufridas. En estos últimos, la deformación remanente es tanto mayor cuanto mayor fue la carga y más prolongado el plazo de aplicación.

Materiales plásticos

Los cuerpos plásticos son análogos a los anteriores con la diferencia de que ahora la velocidad de deformación es nula para las tensiones moderadas. La curva velocidad de deformación-tensión no pasa por el origen y así, para empezar a fluir exigen la aplicación de un esfuerzo determinado.

Análogamente se clasifican en cuerpos: PLASTICOS IDEALES o de BINGHAM; PLASTO-ELASTICOS y PLASTO-ANELASTICOS (fig. 3.9).

* * *

El comportamiento de estos cuerpos se estudia mediante el correspondiente «Modelo reológico» definido por elementos fundamentales, de

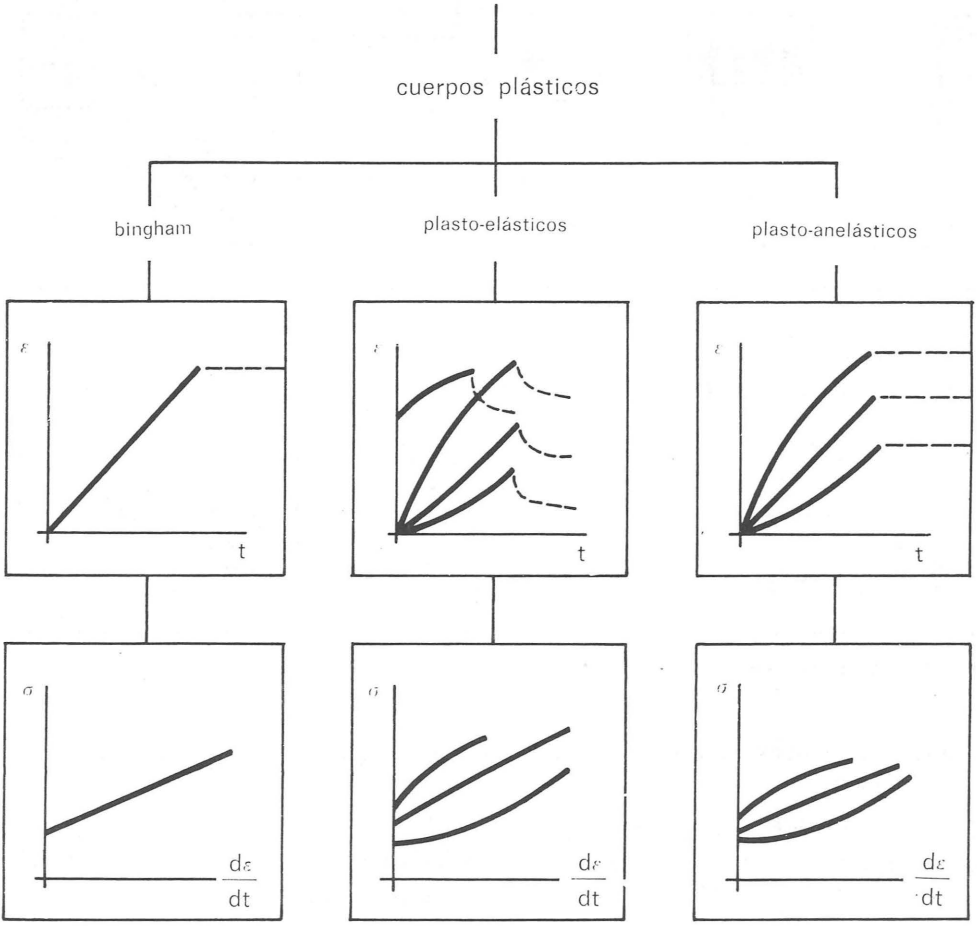


Fig. 3.9. Materiales plásticos.

gran simplicidad, cuyos ejemplos más típicos son los siguientes (figura 3.10).

1. El muelle, sin rozamiento, que representa un cuerpo elástico.
2. El émbolo que se mueve dentro de un cilindro lleno de un líquido viscoso, representa el cuerpo viscoso.
3. La traslación de un cuerpo sobre un plano horizontal, con rozamiento, representa un cuerpo plástico.
4. El muelle que se mueve con rozamiento dentro de un cilindro, representa a un cuerpo plasto-elástico.

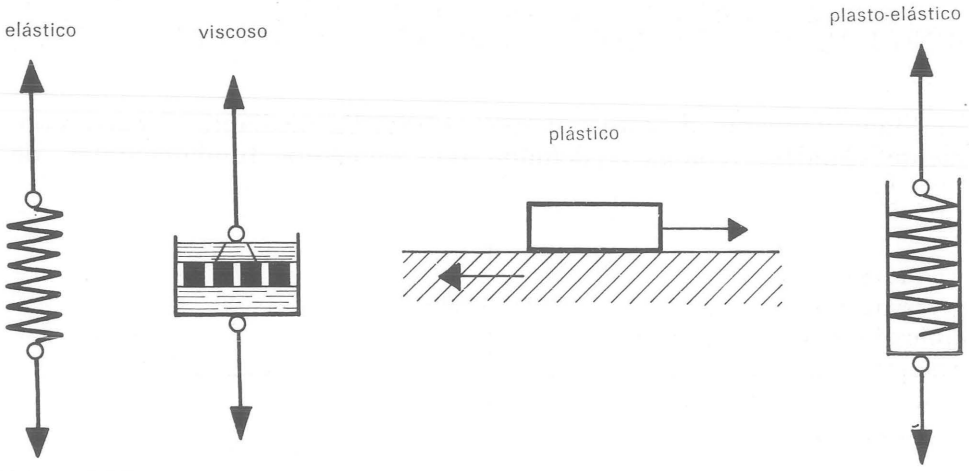


Fig. 3.10. Modelos reológicos.

Comportamiento del hormigón

Se define, pues, el hormigón como un cuerpo PSEUDOSOLIDO, en el que juegan importante papel sus poros e intersticios capilares, debido al equilibrio higrotérmico que se produce en ellos. Pero es que además, como el hormigón procede de solidificación de un fluido, por proceso químico de fraguado y endurecimiento, el continuo equilibrio aire-vapor-agua, de naturaleza física, se complica con el proceso químico de sus iones suerficiales. El fenómeno depende no sólo del ambiente, sino de la continua actividad química que se prolonga meses y aún años, y durante los cuales continúan los fenómenos de disolución del primitivo cemento y la formación de nuevas sustancias amorfas o cristalinas.

Estos fenómenos explican la posibilidad de armar el hormigón, y que las armaduras de acero no sufran roturas ni deslizamientos. El hormigón y el acero se mantienen unidos como un sólido único gracias a ese conjunto de características no elásticas del hormigón, y a esas condiciones de adaptabilidad, de capacidad de deformación y distensiones locales y hasta de microfisuraciones y recristalizaciones en la pasta, sin rotura propiamente dicha.

Desde el punto de vista de su comportamiento resistente el hormigón es un material susceptible de sufrir dos tipos fundamentales de deformación: Tensionales y Atensionales.

a) Las deformaciones Tensionales son las producidas por cargas exteriores, de tipo mecánico.

b) Las deformaciones Atensionales, por el contrario, son las originadas por variaciones ambientales o intrínsecas (fraguado, variación térmica, variación higrotérmica, etc.).

Esto no quiere decir que los fenómenos de retracción, térmicos o higrotérmicos, no den lugar a unos estados internos de tensión, sino que mientras en el primer caso la pieza se deforma, debido a la tensión aplicada en cada fibra, en el segundo se registran alargamientos o acortamientos sin creación de tensiones, en una pieza o probeta libre de toda acción externa, pero sometida a cambios ambientales o a un proceso intrínseco de retracción.

El proceso reológico de la deformación producida por la acción de cargas exteriores, depende, no sólo de la magnitud o el tipo de esfuerzo aplicado, sino también del tiempo invertido en la acción de un esfuerzo constante durante cierto tiempo. El comportamiento de la pieza será, si se miden a intervalos de tiempo las deformaciones, aproximadamente como se muestra en la figura 3.11.

Tras la deformación instantánea OA, registrada inicialmente, se observa cómc la probeta sigue deformándose con ritmo decreciente a medida que pasa el tiempo, sin incrementar la carga exterior.

Los nuevos acortamientos se denominan deformaciones lentas, en contraposición a las inicialmente observadas, y el fenómeno se conoce con el nombre de FLUENCIA.

En el diagrama deformaciones-tiempo de la figura ese proceso, inmediato al inicial de aplicación de las cargas, queda definido por el tramo de curva AB. La distancia OF representa el tiempo transcurrido desde el instante inicial, y BF, la deformación total, suma de la instantánea y de las lentas, registrada en el instante F.

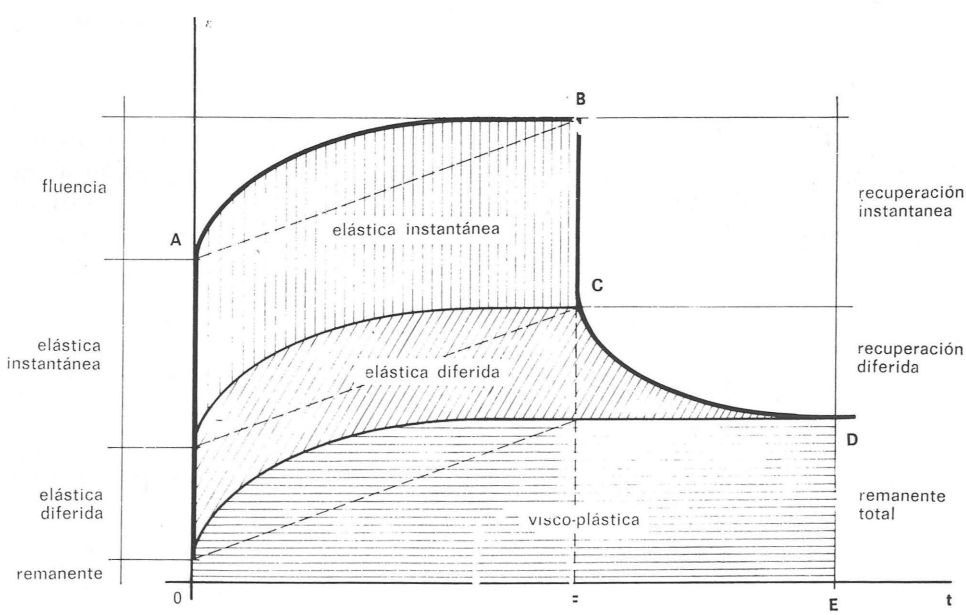


Fig. 3.11. Comportamiento reológico del hormigón.

En ese momento, si se retira la carga aplicada, se observa una rápida recuperación BC de parte de la deformación total. Esta deformación será la deformación elástica instantánea, por ser inmediatamente recuperable.

Pero no termina aquí el proceso; en forma similar a como se comportaba la pieza durante el tiempo de carga se comporta en la recuperación. La deformación remanente disminuye lentamente en un intento frustrado por volver a la posición inicial.

Pero no lo consigue. A medida que el tiempo transcurre, el movimiento de recuperación o retroceso se hace más lento, más perezoso, como tropezando con continuas dificultades. Finalmente, incapaz de vencer los nuevos obstáculos que la separan de su primitiva posición cede y acaba por estabilizarse.

Si se llaman deformaciones elásticas a las recuperables, se puede decir que, tras un período de deformaciones elásticas diferidas, se alcanza una deformación remanente final absolutamente irreversible, por más tiempo que dure el período de observación después de la descarga.

En resumen, el proceso envuelve los siguientes conceptos:

a) Una deformación elástica, instantánea, función exclusivamente de la tensión aplicada y después retirada.

b) Una segunda deformación, elástica diferida que depende de la deformación total; suma de la instantánea y de la lenta, así como del tiempo transcurrido desde el instante de la descarga.

c) Existe una deformación no mencionada aún, que es la que ocurre junto con la deformación elástica instantánea. Se llama remanente instantánea y puede advertirse su magnitud si al cargar y descargar la probeta instantáneamente, se observa que no vuelve a su estado original.

En la figura 3.12 se representa uno de los dispositivos utilizados como imagen del comportamiento de una fil ra de hormigón sometida a esfuerzos axiles de compresión.

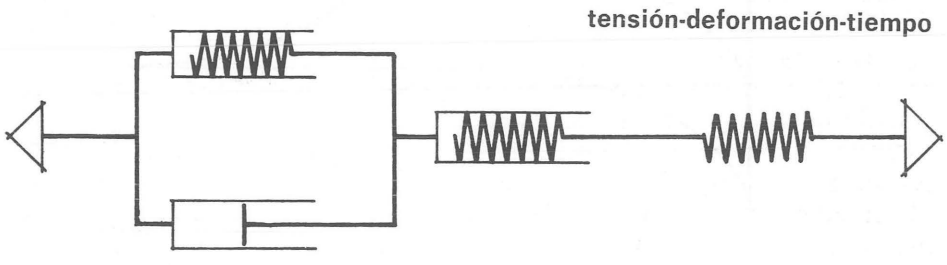


Fig. 3.12. Modelo reológico del hormigón en compresión.

En este esquema aparecen diferenciados los tres tipos de deformación o sistemas:

1. *El elástico ideal,* en forma de muelle, sin rozamiento ni viscosidad.

2. El *plasto-elástico,* mediante un muelle cuyas espiras, alojadas en el interior de una funda cilíndrica, a modo de vaina, mantienen un cierto rozamiento con dicha envolvente, dando lugar a las deformaciones remanentes independientes del tiempo, pero en función de la intensidad de la carga aplicada; y finalmente,

3. La representación de las deformaciones lentas y remanentes, propias de un cuerpo *viscoelástico* por medio de un acoplamiento en paralelo de un dispositivo análogo al anterior y de un émbolo que se mueve en un cilindro lleno de líquido viscoso.

Con la ayuda de este esquema pueden deducirse las ecuaciones analíticas del comportamiento reológico del hormigón sometido a esfuerzos axiles, que siguen en su proceso las leyes de HOOKE, NEWTON y BINGHAM.

* * *

A partir de aquí surge un nuevo planteamiento, del que TORROJA es su más firme defensor. TORROJA no crea una nueva teoría, sino que apoya e impulsa el desarrollo de una nueva concepción más realista, fundada en los trabajos de investigación experimental realizados por muchos, y entre los que es internacionalmente reconocido como paladín al ser creador, primero, de los método de cálculo anelásticos con distribución parabólica como la «parábola de Madrid», y después, con el desarrollo de las teorías del Momento Tope. Este planteamiento, que por lo dicho, y pese a no ser de carácter personal, se puede identificar con TORROJA, trata de acercarse más a la realidad, y sin idealizar nada buscará la definición de un cuerpo pseudo-sólido, hijo bastardo de los cuerpos ideales elásticos —HOOKE—, viscosos —NEWTON— y plásticos —BINGHAM—, considerando que, conforme se van acercando las tensiones a rotura, los cuerpos reales se van comportando de acuerdo con una ley tensión-deformación-tiempo (REOLOGIA), que es mezcla de elástico + plasto-elástico + visco-elástico; lo cual conduce al conocimiento más claro y preciso del momento de la rotura, con la consiguiente posibilidad de poder fijar un coeficiente de seguridad más reducido, pero por conocido más seguro frente a rotura. Y así nace el cálculo en rotura de las secciones que, en caso de flexión en hormigón armado, la zona comprimida pasa sucesivamente, al incrementar las tensiones, del diagrama triangular de tensiones, al parabólico, y de éste, al rectangular, base de partida para el desarrollo de las teorías del Momento Tope. Con ello se llega al mejor aprovechamiento de la capacidad resistente del material, ampliándose las posibilidades estructurales.

¿Cuál de estas teorías debe aplicarse en el cálculo? ¿A quién debe seguir el arquitecto?..., ¿a PASCAL?..., ¿a HOOKE?..., ¿a TORROJA?... Pues aunque a primera vista parezca raro e imposible, ¡a los tres!..., ya que cada uno de ellos ha fijado el principio que ha de regir en cada uno de los tres escalones de cálculo:

1. Equilibrio de fuerzas: acciones-reacciones entran de lleno en el cálculo analítico o gráfico en su primera consideración de sustentación isostática y equilibrio de acciones y reacciones, sin que los cuerpos sufran ningún tipo de deformación (PASCAL).

2. Cálculo de esfuerzos y su redistribución: de acuerdo con los métodos de la Elasticidad (HOOKE). (O también pudiera ser aceptado este escalón con planteamientos PLASTICOS o de LINEAS DE ROTURA).

3. Cálculo de secciones: aplicando los coeficientes de seguridad frente a rotura, mayorando, por un lado, las cargas previstas, y minorando, por otro, la capacidad resistente de los materiales (TORROJA).

En el primer escalón de cálculo sólo es preciso conocer los puntos de aplicación de las cargas y su naturaleza, así como la posición relativa de las distintas piezas materializadas en sus ejes.

Para pasar al siguiente escalón de cálculo hay que dimensionar la estructura, ya que de sus dimensiones dependen las deformaciones e interacciones mutuas.

Y conocidas dimensiones y esfuerzos en cada sección, basta proceder al cálculo de secciones y su organización constructiva para finalizar el cálculo.

Cansancio y fatiga

Del estudio de la curva σ/ε que expresa el comportamiento resistente y deformacional de un hormigón sometido a cargas de compresión, se puede llegar a la conclusión de que la rotura se produce cuando la deformación llega a alcanzar un determinado valor. Pero como el tiempo produce incrementos de deformación, se puede alcanzar la deformación límite sin incrementos de carga. Este hecho de producir incrementos de la deformación explica el que una probeta sometida a una carga instantánea resista más que si la carga se mantiene largo tiempo (FLUENCIA) o que si la probeta se somete a ciclos sucesivos de carga y descarga (HISTERESIS).

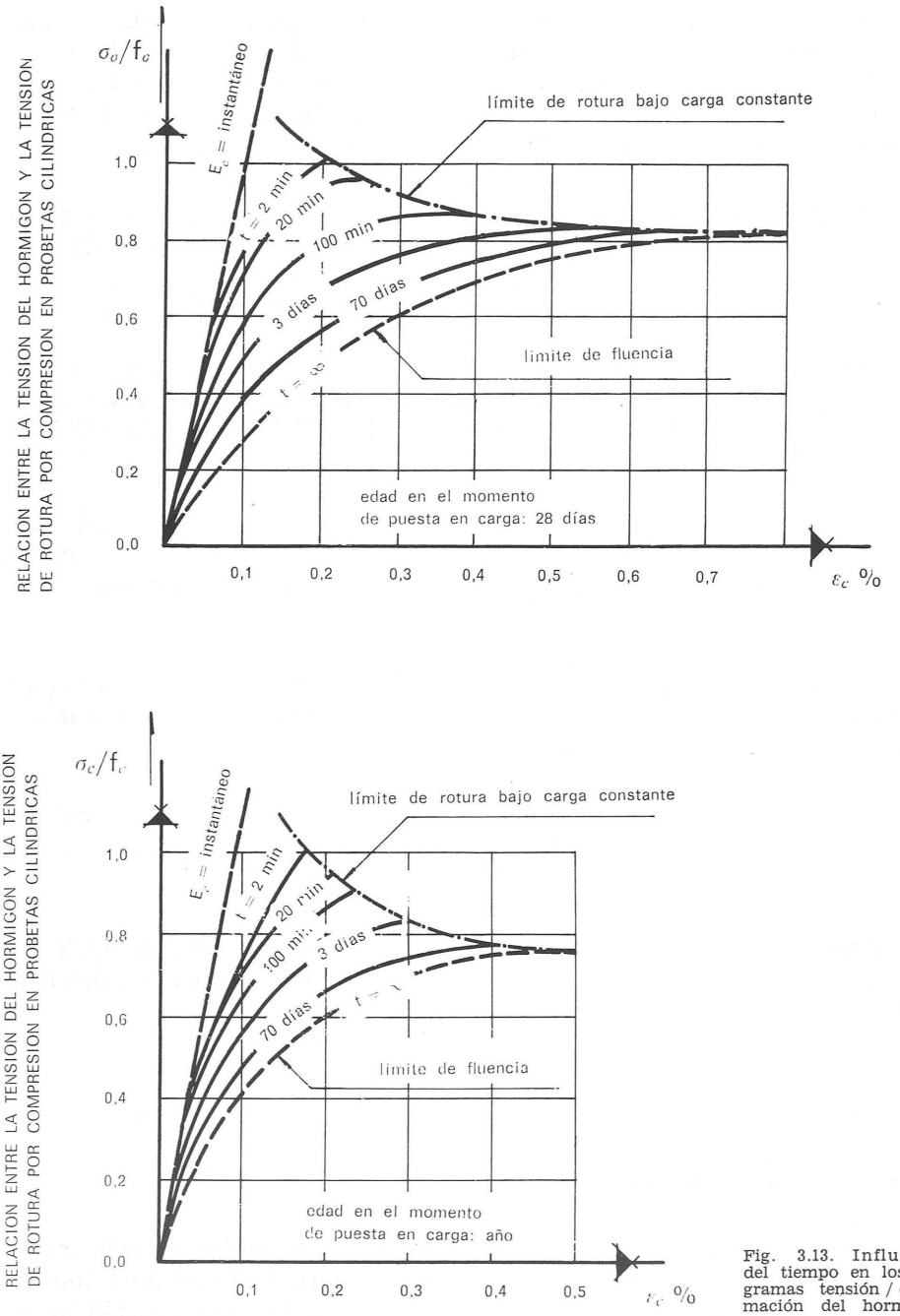
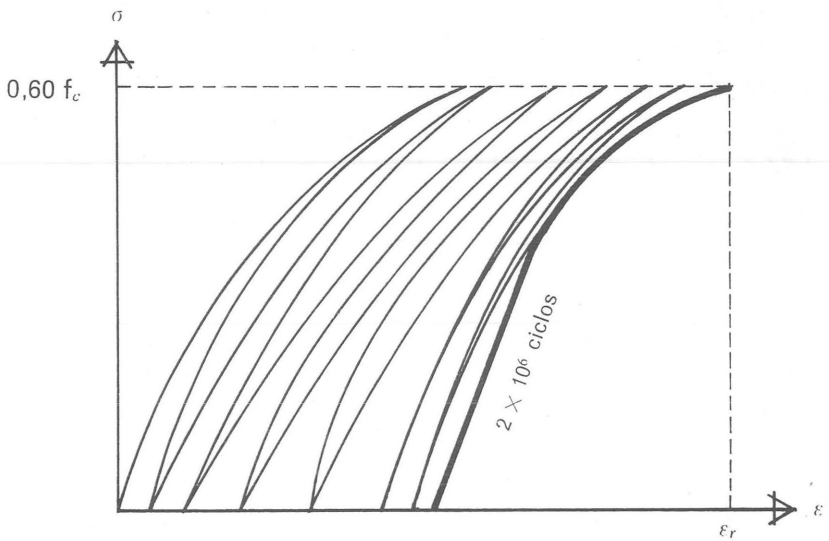


Fig. 3.13. Influencia del tiempo en los diagramas tensión / deformación del hormigón.

El fenómeno de FLUENCIA produce el CANSANCIO del hormigón (figura 3.13), ya que las deformaciones lentas alcanzan la de rotura hasta para valores de 0,85 del de la tensión de rotura instantánea. Por ello, frente a la actuación de cargas permanentes, hay que tomar este coefi-

ciente de minoración por CANSANCIO. de valor 0,85, para evitar el que se produzca la rotura por sólo influencia del tiempo.

El fenómeno de HISTERESIS produce la FATIGA del hormigón (figura 3.14). Consiste en que sometida una probeta a sucesivos ciclos de carga y descarga, llega a alcanzarse también la deformación límite y, por tanto, la rotura, aún con cargas de valor de 0,60 del de rotura. Pero esto ocurre a partir de 2×10^6 ciclos de la carga total, mientras que si



histéresis y fatiga

Fig. 3.14. Diagrama tensión/deformación con ciclos alternativos de carga y descarga.

una parte de la carga es permanente y otra es la que varía, el número de ciclos necesarios para su rotura no se alcanza a no ser que se empleen cargas más próximas a la de rotura (0,80 al 0,90), y dado que en estructuras de hormigón armado la relación carga permanente/sobrecarga es del orden de 1, ocurre que esta alternación de la mitad de la carga total no llega a producir tanta fatiga. Y como por otro lado muchas sobrecargas tienen el carácter de permanentes, es por lo que en el cálculo, y de acuerdo con el CEB y la FIP se tiene en cuenta un solo valor, 0,85, que por minorar la resistencia del hormigón afecta por igual a las cargas permanentes (que CANSAN al hormigón) y a las sobrecargas (que lo FATIGAN).

* * *

Para unas condiciones medias puede suponerse que la deformación final por fluencia (suma de la instantánea y la diferida) es del orden de dos a tres veces la deformación elástica instantánea. Si se desea una eva-

luación más aproximada, habrán de tenerse en cuenta una serie de variables, lo que puede hacerse del modo que a continuación se indica:

1. La deformación diferida por fluencia, ε_t, de un elemento de hormigón armado viene dada por:

$$\varepsilon_t = \varphi_t \cdot \frac{\sigma}{E_c} \ ;$$

donde:

φ_t es un coeficiente,

σ es la tensión constante aplicada,

E_c es el módulo de deformación del hormigón a 28 días de edad: siendo:

$$E_c = 19.000 \sqrt{f_{ck}} \ ,$$

f_{ck} la resistencia característica a compresión.

2. El coeficiente φ_t consta de dos sumandos: uno que corresponde a la deformación plástica diferida, $\varphi_0 \ (\beta_t - \beta_j)$; y otro que corresponde a la deformación elástica diferida, $0{,}4 \ \beta'_{t-j}$. Por consiguiente:

$$\varphi_t = \varphi_0 (\beta_t - \beta_j) + 0{,}4 \cdot \beta'_{t-j} \ .$$

3. El coeficiente φ_0 toma el valor básico dado en la tabla VI del Apéndice. Los coeficientes β_t y β_j reflejan la evolución en el tiempo de la deformación plástica diferida y se toman del gráfico de la figura 3.15, siendo t el instante para el cual se evalúa la fluencia y j la edad del hormigón en el momento de la puesta en carga, ambos expresados en días a partir de la confección del hormigón.

4. El valor del espesor c se calcula de forma idéntica a la señalada para el cálculo de la retracción.

5. La edad teórica del hormigón en días, t, se fija con criterio idéntico al señalado para el cálculo de la retracción.

6. El coeficiente β'_{t-j} refleja la evolución en el tiempo de la deformación elástica diferida y se toma del gráfico de la figura 3.16, en función de la duración $t - j$ del efecto de fluencia, en días.

7. Si el hormigón ha sido amasado con gran exceso de agua, la deformación plástica diferida puede alcanzar un valor mayor del indicado, al menos en un 25 %. Por el contrario, en hormigones muy secos tal deformación suele ser inferior a la calculada en un 25 %.

   La deformación elástica diferida no experimenta alteración por este concepto. La corrección afecta, por consiguiente, sólo al primer sumando de φ_t.

coeficientes de fluencia

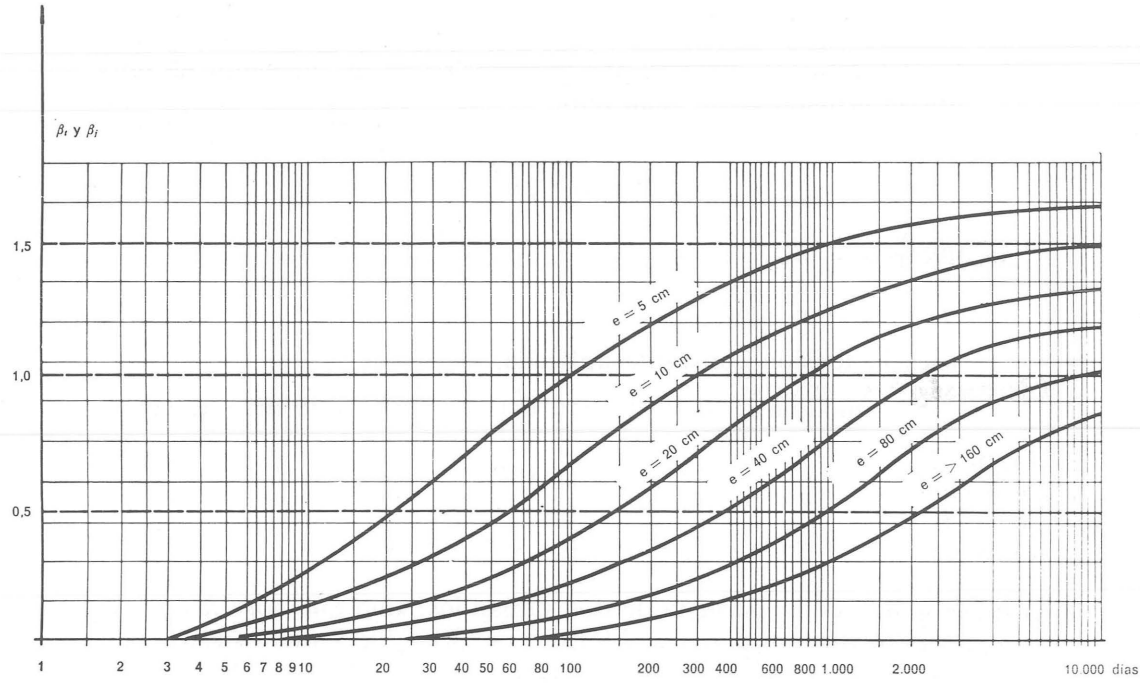


Fig. 3.15. Valores de los coeficientes β_t y β_i de la fluencia.

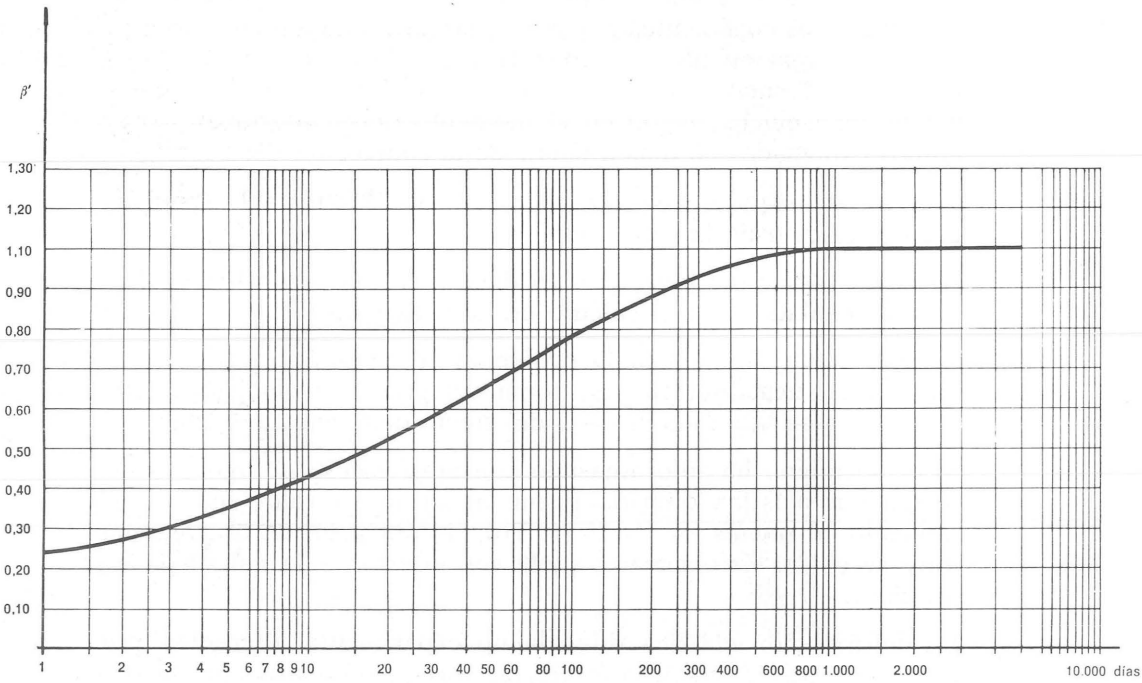


Fig. 3.16. Variaciones de la deformación elástica diferida. Coeficiente β'.

4 carácter de la construcción en hormigón

Hormigón, material noble de hoy ✡ Métodos y metas
Metas funcionales ✡ Metas estructurales ✡ Nuevas formas

Hormigón, material noble de hoy

Hoy nadie duda que el cemento ha producido una verdadera revolución en la construcción, ya que apenas transcurrido su primer siglo de existencia, puede apreciarse claramente su éxito en mútliples campos de aplicación.

El hormigón, en su plan de conquista, supo aliarse al hierro, para vencerle, creando el hormigón armado, verdadero material noble de hoy, por

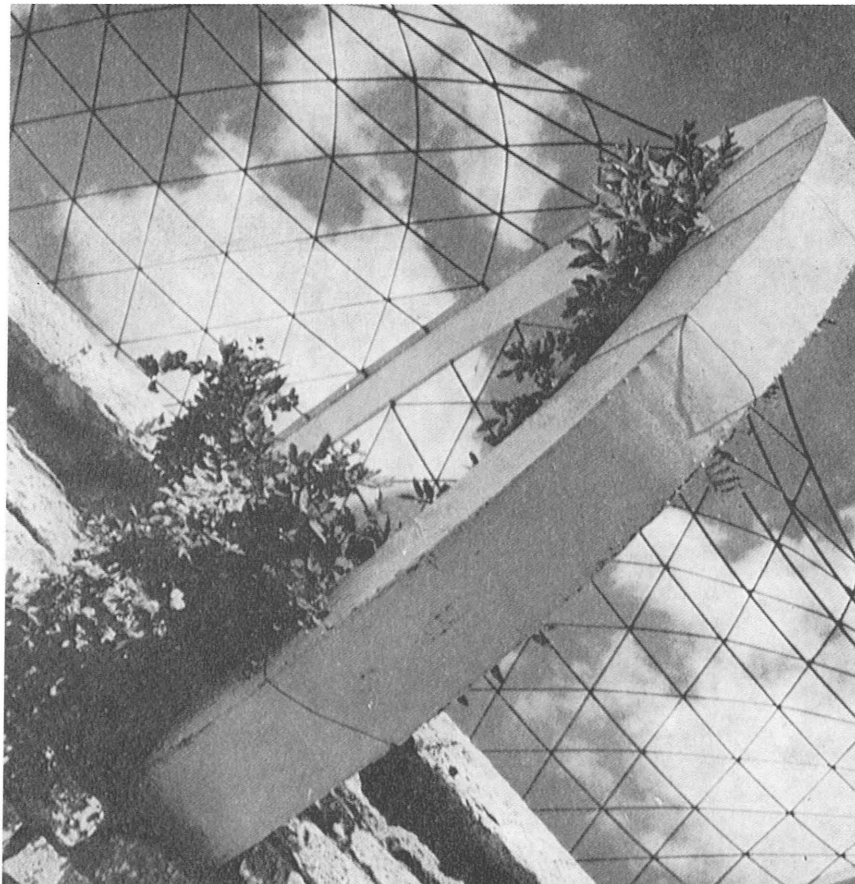


Fig. 4.1. Costilla de hormigón armado en Costillares.

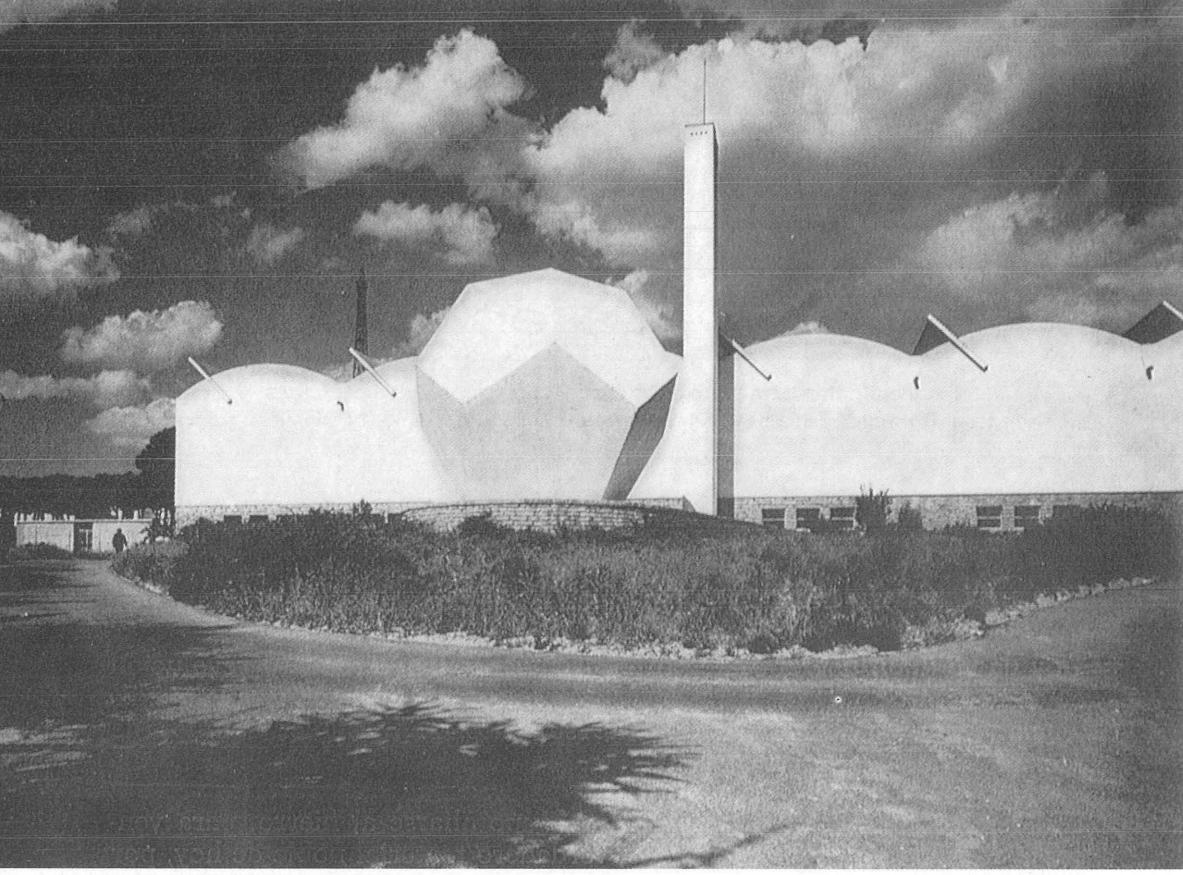


Fig. 4.2. Talleres, silo de carbón y chimenea del I.E.T.c.c.
Arquitectos: Echegaray y Barbero. Ingeniero: E. Torroja.

sus magníficas cualidades resistentes y el valor funcional y plástico de sus soluciones.

El sustituir el hierro suprimiendo todo problema de enlace gracias a su monolitismo; el abandonar el aspecto descarnado de sus esqueléticas estructuras, de difícil conservación; sustituirle con ventajas económicas; eliminar los peligros de ruina por fuego; el poder abandonar los elementos lineales para llegar a soluciones superficiales y espaciales con gran economía de material; el poder adaptarse a cualquier forma, dado su carácter formáceo, etc., etc., han sido factores decisivos, que han contribuido a su triunfo espectacular.

En poco más de cien años de existencia real, el hormigón armado ha producido, por todas partes, grandes obras que manifiestan la vitalidad del material, su expresividad y variedad formal.

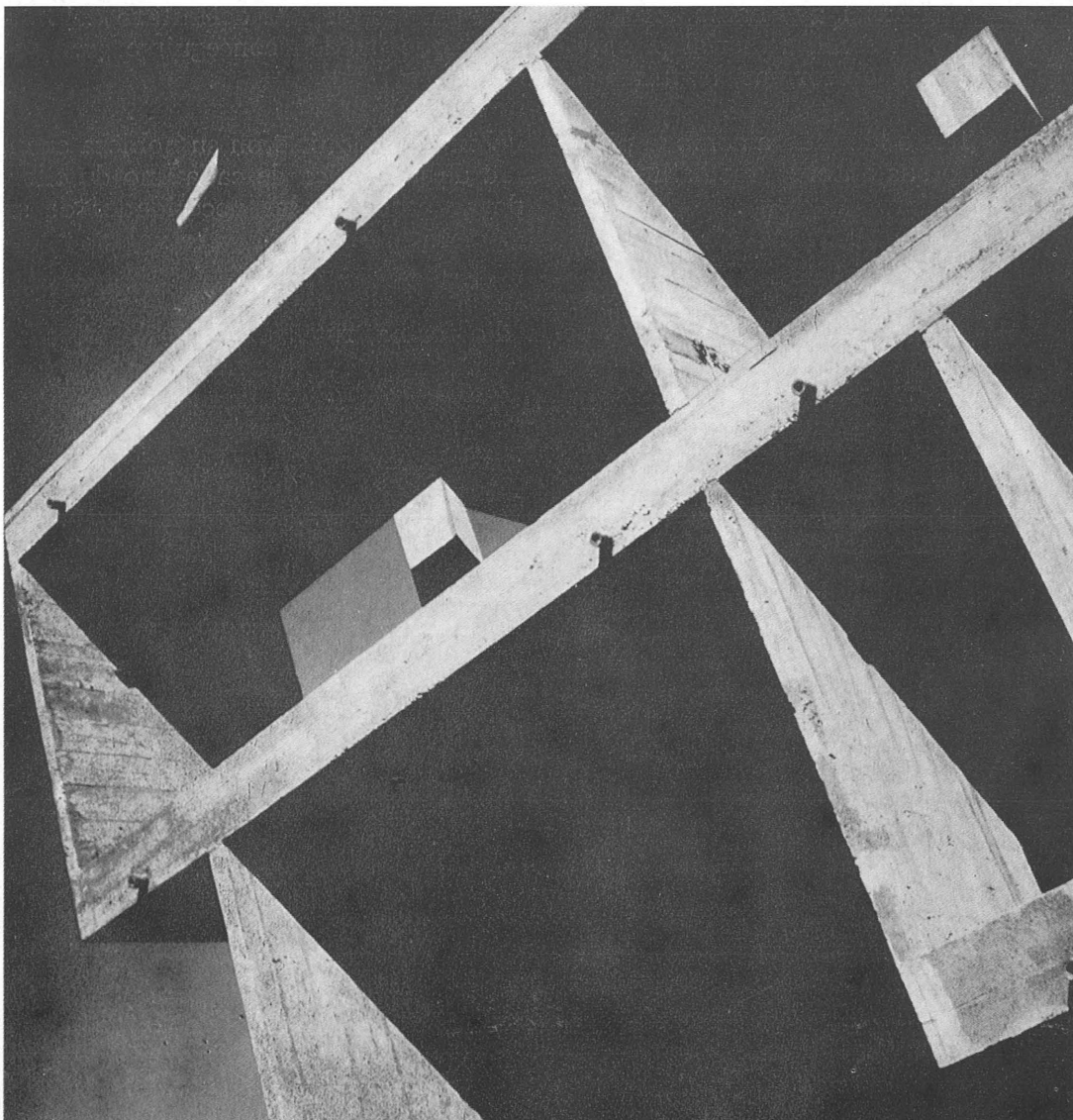
Bien es verdad que el hormigón armado ofrece una gran complejidad técnica, dada su variedad de formas de aplicación y las exigencias que se le piden. Pero más complejo aún es el más reciente material constituido por los hormigones pretensados y postensados, con los que se abren nuevos campos de aplicación, al poder darle al hormigón mayor

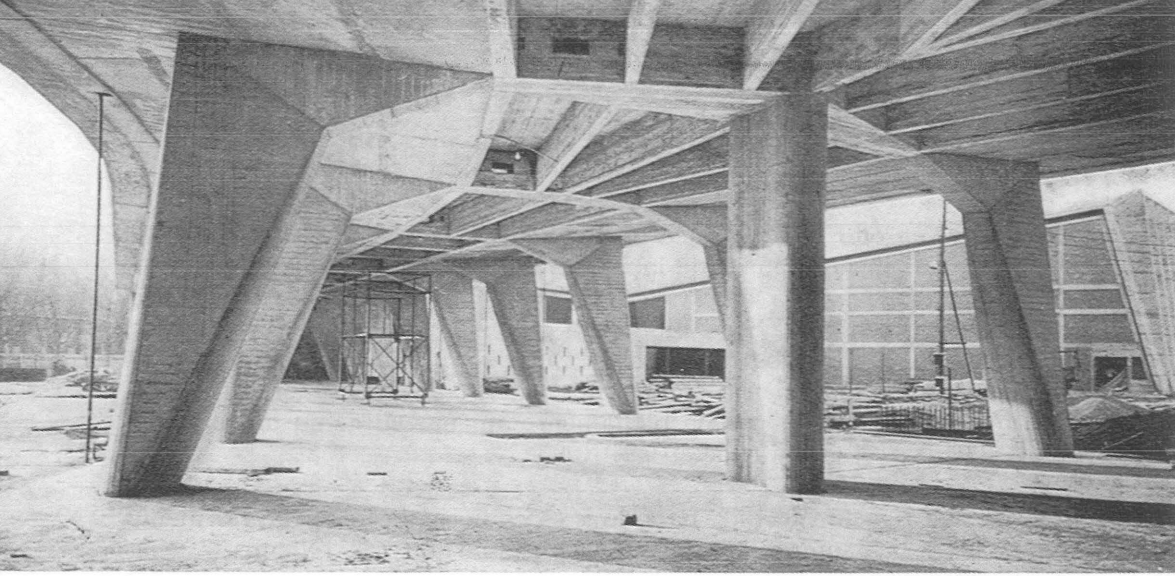
adecuorresistencia, ya que ofrece una variable más sobre las ya existentes de sección y armadura: la tensión inicial.

Pero, frente a ello, todo técnico encuentra un feliz aliado en el dominio de la ciencia, en los cientos de laboratorios que distribuidos por todo el mundo se dedican a la investigación, buscando una más estrecha relación entre la realidad y las hipótesis, al mismo tiempo que tratan de simplificar y unificar los métodos de cálculo, suplir sus lagunas y conseguir el perfeccionamiento técnico que este material requiere, para que el hombre del siglo XX pueda plenamente afirmar su genio de constructor y eternizar el espíritu de su cultura.

Y si la investigación técnica ha sido y es copiosa y esforzada, no menos importancia ha tenido y tiene la investigación plástica, felizmente desa-

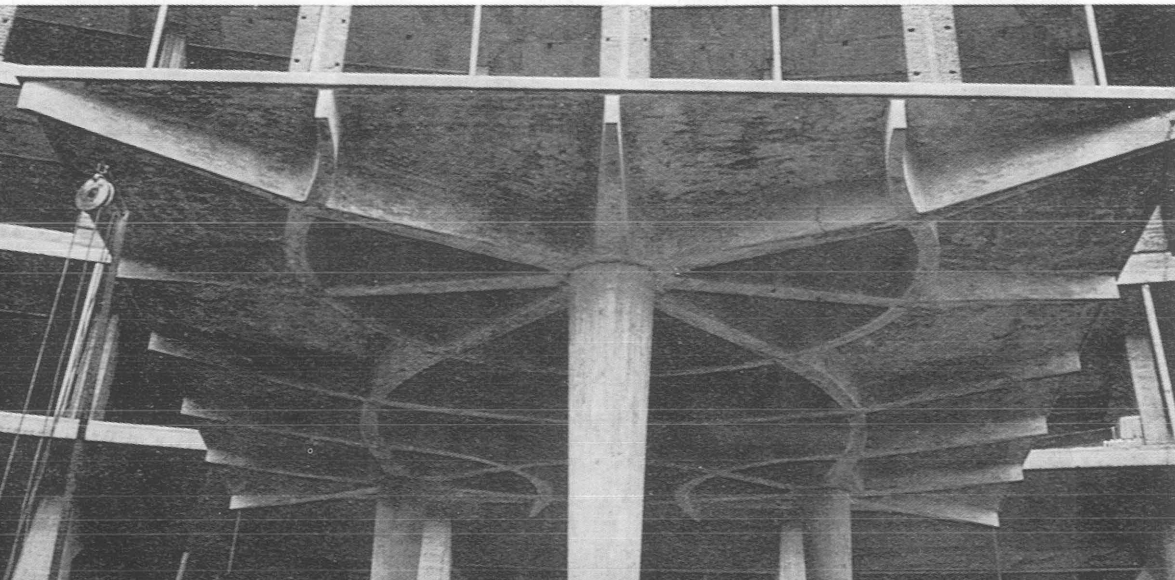
Fig. 4.3. Partesoles en Chandigarh. Arquitecto: Le Corbusier.





rrollada por grandes realizadores (Perret, Le Corbusier, Saarinen, Breuer...), que han abierto de par en par las puertas del futuro del hormigón como material plástico, con el que pueden conseguirse gran variedad de formas, texturas y colores.

Tanto la madera como la piedra, o el metal, adquirieron su nobleza cuando sus autores, mediante el dominio de la técnica de cada uno de ellos, supieron encontrar su lenguaje, de acuerdo con las necesidades de su época. El hormigón se encuentra en un momento en el cual el material, después de conocer sus formas propias de aplicación, se afana por encontrar su expresividad mostrando orgulloso su textura, color, irregularidades del encofrado que le dio forma, rugosidades y defectos de su naturaleza pétrea.



Se puede, pues, decir que hoy en día se conoce un lenguaje del hormigón extraordinariamente rico en matices y calidades, al tiempo que el continuo progreso de su técnica y métodos constructivos conduce a mejorar la calidad de sus soluciones. Porque toda obra debe estar, ante todo, bien construida y su plástica no ser en ningún caso arbitrada por la moda; por el contrario, la ciencia y el genio del creador son los que se ponen al servicio de una idea, materializada a través del justo empleo de cada material.

Figs. 4.4, 4.5 y 4,6. Palacio de la UNESCO en París. Pórticos de planta baja; Marquesina y Sala de Conferencias. M. Breuer y B. Zehrfuss, arquitectos; P. L. Nervi, ingeniero.

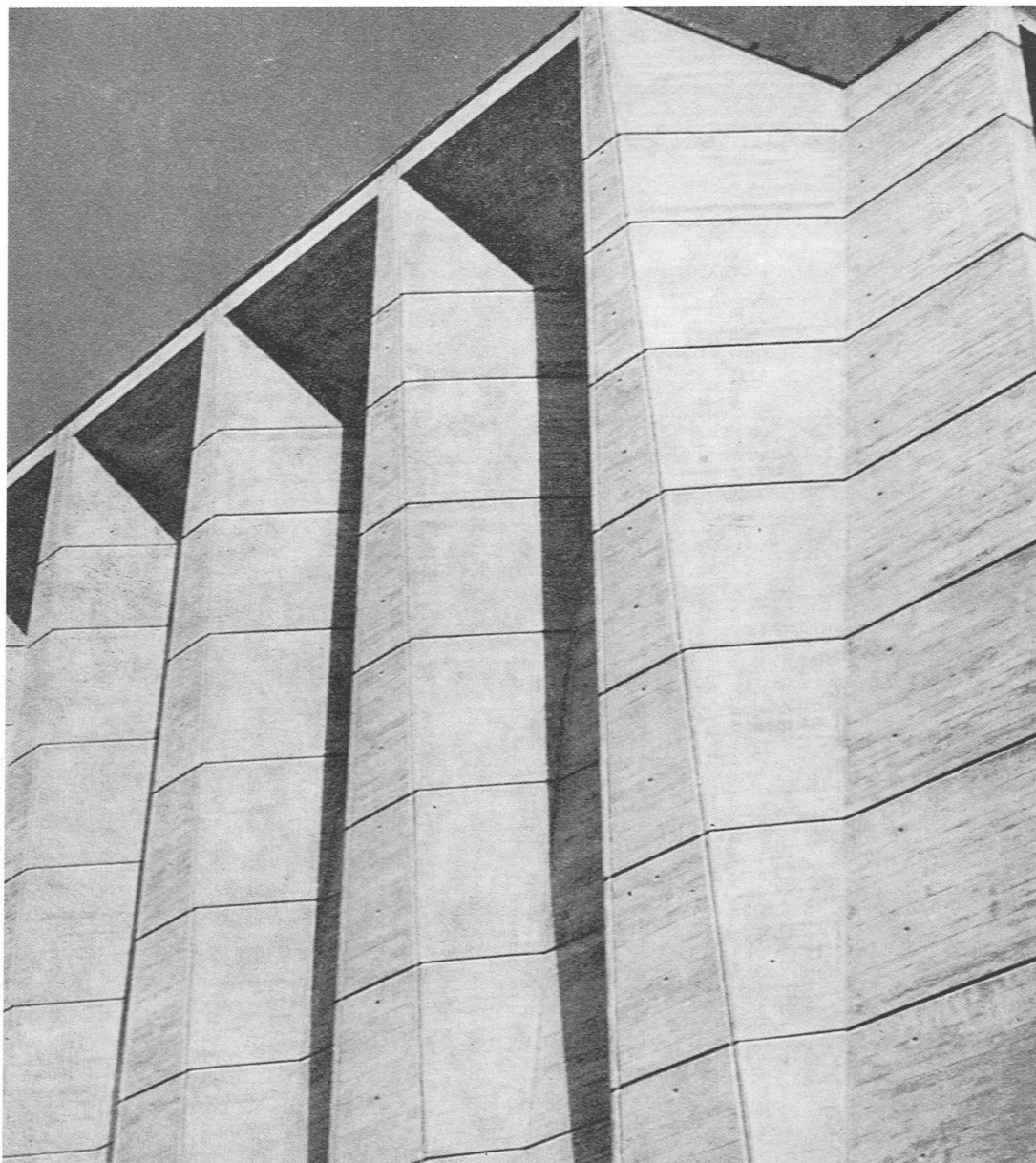


Fig. 4.7. Soportes de hormigón vertido. Escuela en la Ciudad Universitaria. Madrid. M. Fisac, arquitecto.

Fig. 4.8. Soportes escultóricos. Palacio Alborada, Brasilia. Oscar Niemeyer, arquitecto.

Métodos y metas

La HORMIGONERIA, al transcurrir de los años, ha ido desarrollando diversos métodos constructivos, en una continua labor de perfeccionamiento y enriquecimiento de sus muy variadas tecnologías, que indudablemente han tenido influencia directa no sólo en sus modos de hacer, sino también en las formas y metas alcanzadas.

Y así, por ejemplo, se podría considerar que el HORMIGON, aunque tímidamente, ha seguido un desarrollo paralelo al de la tecnología siderúrgica, ya que se inicia con los COLADOS, continúa con los LAMINADOS, y llega a los ESTAMPADOS.

En los HORMIGONES COLADOS, o vertidos, la forma final viene a reproducir fielmente la del molde o encofrado en que fue vertida la masa fresca y fluida del hormigón. Es una tecnología totalmente escultórica, de máxima libertad formal, cuyas únicas limitaciones vienen condicionadas por las dificultades de ejecución o coste excesivo de los encofrados. Pero de todos modos las técnicas de ejecución in situ de HORMIGONES COLADOS son, a la vez que las más generalizadas, las que permiten la realización de las formas más originales y más singulares, desde el punto de vista constructivo y estructural, por la CONTINUIDAD posible de todos sus elementos sin problemas de enlace.

Pero si las metas económicas se imponen, la artesanía constructiva tiene que dejar paso a la industrialización, y los HORMIGONES COLADOS

Fig. 4.9. «Goetheanum», en Dornach (Suiza). Libertad formal del hormigón vertido.

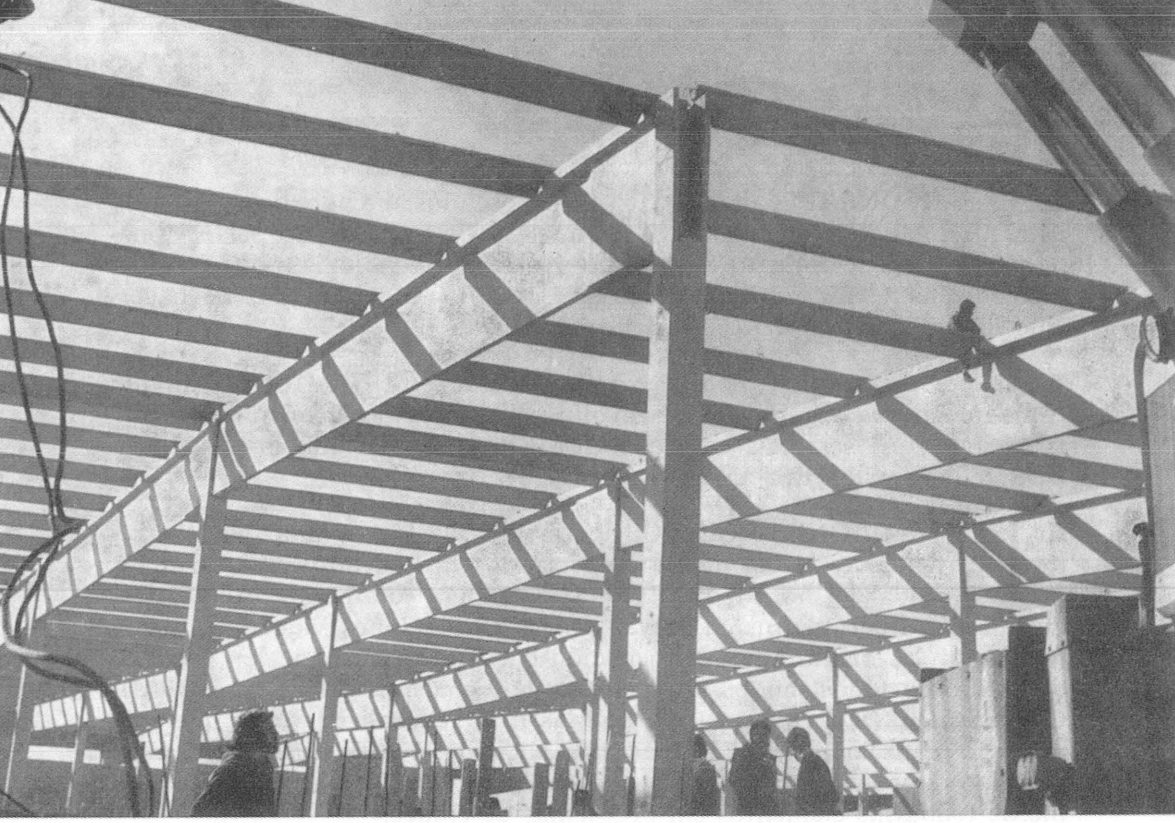


Fig. 4.10. Prefabricación lineal. Almacenes madrileños. Sistema CADE.

frenados en su libertad formal, se ven impulsados por la productividad de sus métodos MECANIZADOS (bombeo, encofrados deslizantes, encofrados túnel...) o de PREFABRICACION de elementos:

1. LINEALES, con los que se resuelven estructuras como si se tratase de un gigantesco mecano, con los consiguientes problemas de enlace de nudos.

2. SUPERFICIALES, en soluciones planas de muros y forjados, en construcciones análogas a los castillos de naipes; o en soluciones espaciales para definir plegaduras, bóvedas, cúpulas...

3. VOLUMETRICAS, en pequeños bloques, con técnicas de albañilería; o de complejos módulos tridimensionales, en forma de cajas, pero del tamaño de toda una habitación, o de dovelas tridimensionales de gran formato y libertad formal.

Y una vez aceptado este camino de la PREFABRICACION, el hormigón se lanza a nuevas aventuras cambiando las técnicas del vertido por las soluciones de HORMIGON LAMINADO. Una forma de hacer, tímidamen-

te iniciada en la fabricación de viguetas y bovedillas en gallateras, pero que permite llegar a su explotación en gran escala, como es el caso de las complejas y pesadas instalaciones de vibro-laminadoras rusas del sistema KOSLOV.

Y, por último, las técnicas del HORMIGON ESTAMPADO se inician con la fabricación de baldosas ampliando sus campos de aplicación a paneles, en las últimas experiencias realizadas por la Cement and Concrete Association de Londres. Es, sin lugar a dudas, un método de prefabricación de elementos de alta calidad, pero, hoy por hoy, de muy elevado costo.

Fig. 4.11. Prefabricación de paneles. Escuela francesa. Sistema Costamagna.

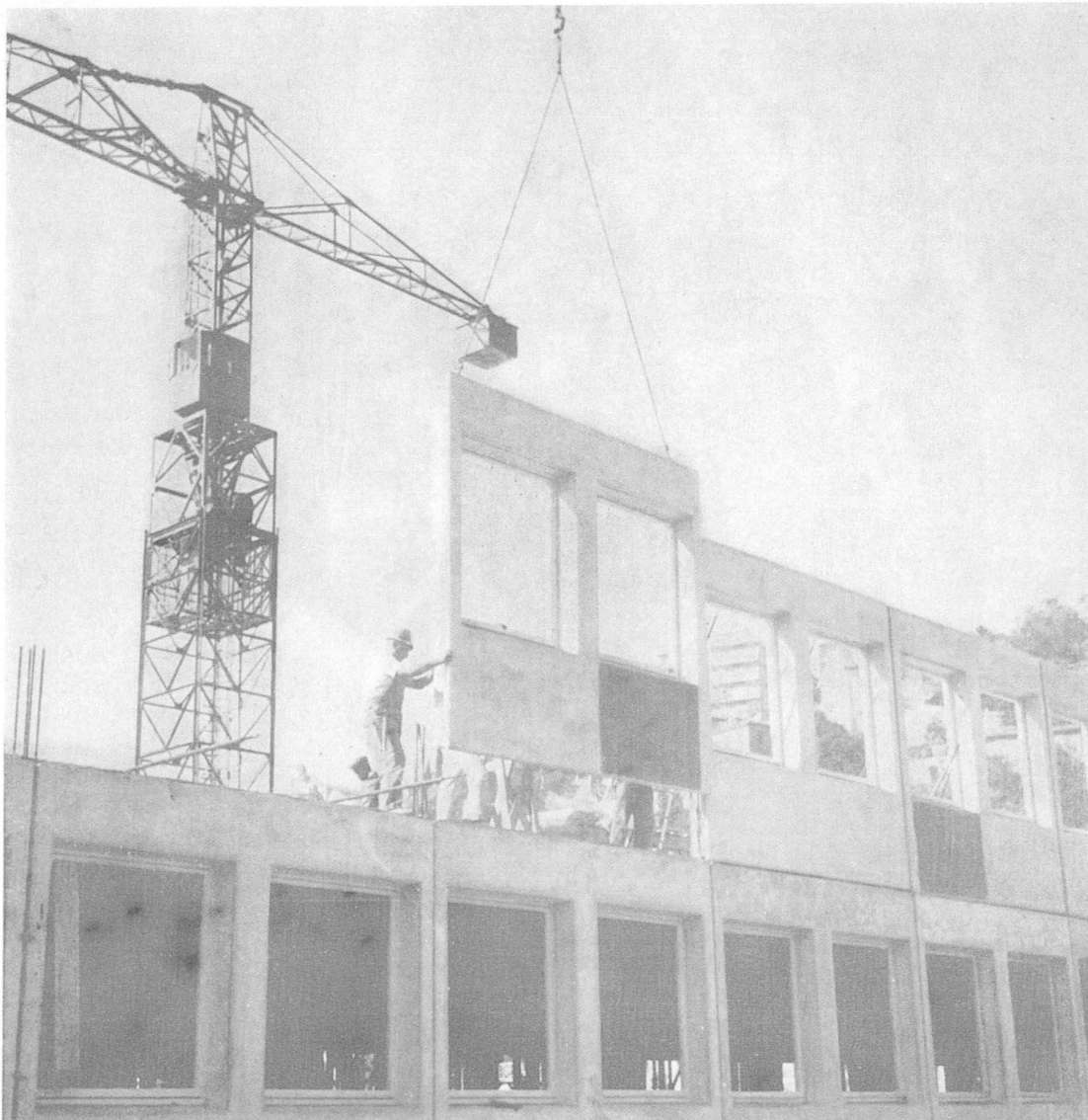
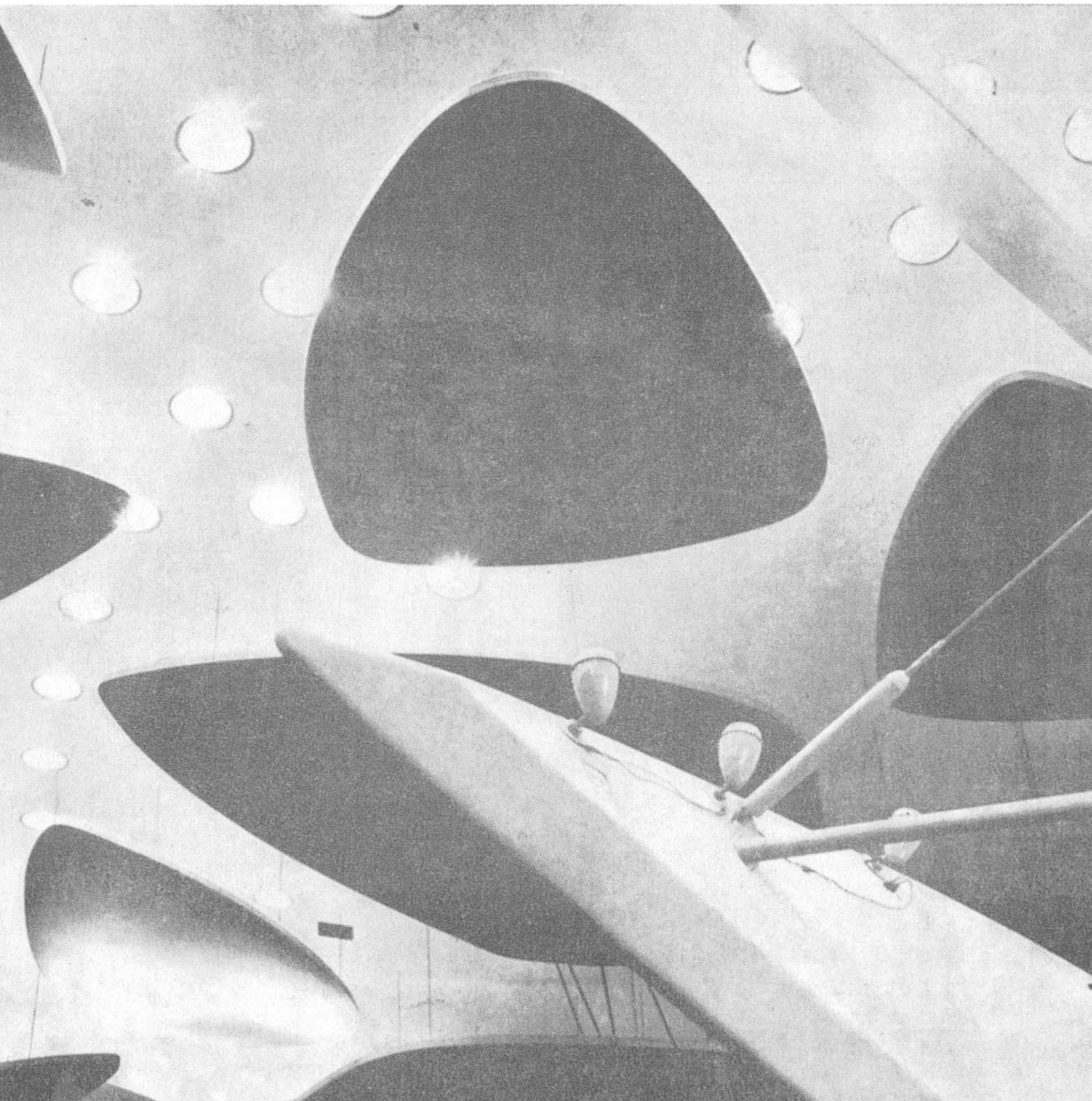


Fig. 4.12. Prefabricación tridimensional: Modelo de las dovelas prefabricadas de la Opera de Sidney.

Metas funcionales

La característica más singular, desde el punto de vista de su funcionalidad, se la da al hormigón el hecho de ser un material pétreo y, por lo tanto, DURABLE y resistente a los agentes ecológicos. Por ello no es extraño que el hormigón conquiste primero los acabados exteriores —la calle, la fachada y la cubierta—, y que tarde un poco más en conquistar el interior de la arquitectura, debido a sus propias formas de comportarse.

Fig. 4.13. Auditorium de la Ciudad Universitaria de Caracas. Arquitecto: Raúl Villanueva.

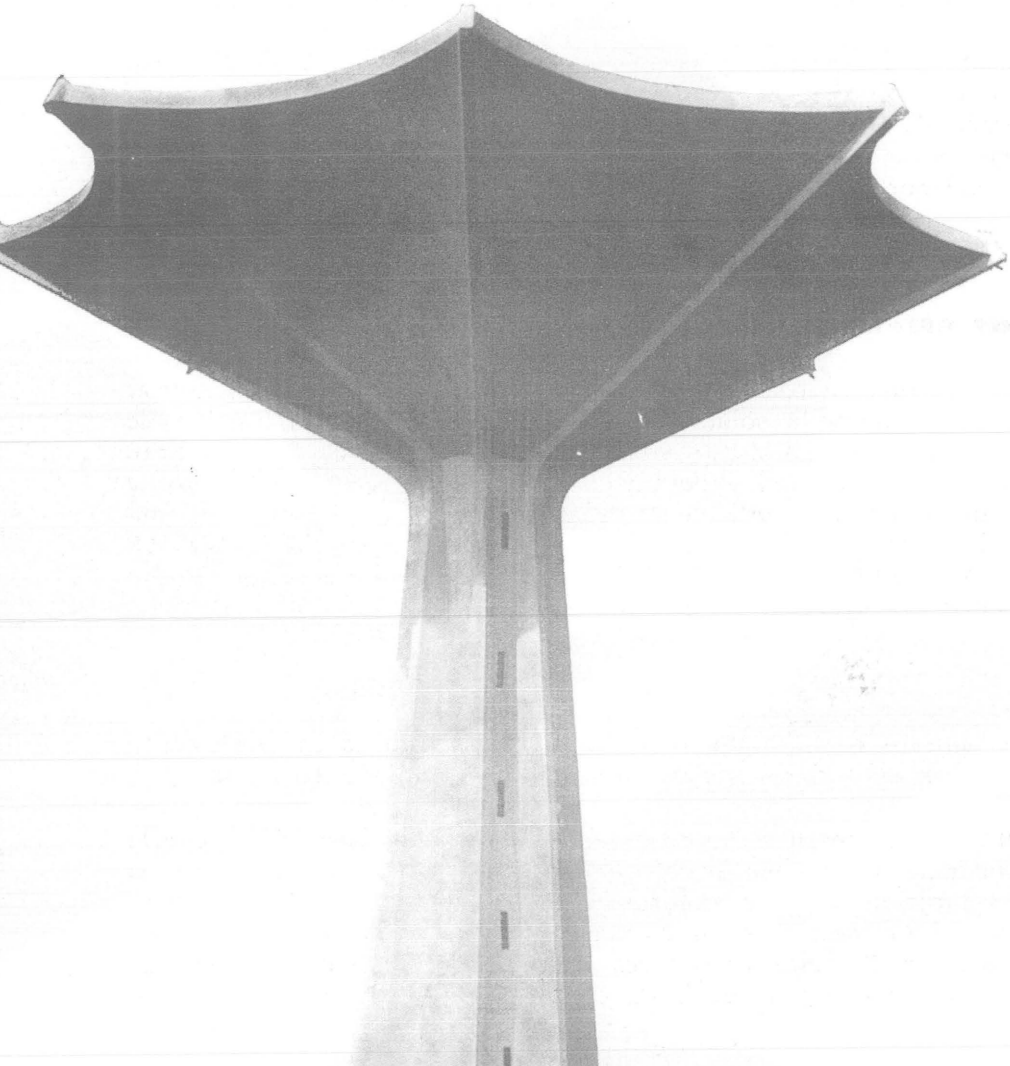


Porque el HORMIGON, como material de acabado, al que hay que exigirle una serie de condiciones de habitabilidad, goza de las siguientes propiedades:

Desde el punto de vista del aislamiento térmico, en general, el hormigón es un mal material. El coeficiente de transmisión térmica del hormigón —de aire a aire— es de valor 2,5 kcal/m² · h · °C para 25 cm de espesor (ver tabla VII en el Apéndice), lo cual es bien expresivo de que con hormigón normal y en soluciones macizas no pueden solucionarse los problemas de aislamiento térmico. El empleo de hormigones ligeros o disposiciones constructivas especiales —cámara de aire, sandwich...— constituyen posibles soluciones al problema.

Como material de aislamiento acústico el HORMIGON es un buen material para conseguir el aislamiento del ruido aire-aire, ya que su peso

Fig. 4.14. La impermeabilidad del hormigón permite la construcción de depósitos de agua, como éste, pretensado, del Ingeniero J. A. Torroja.



favorece esta forma de protección sonora (tabla VIII del Apéndice). Pero en cambio es un mal aislante de los ruidos de impacto y vibraciones, que se transmiten fácilmente debido a la continuidad que generalmente gozan las construcciones en hormigón. También es un mal acondicionador acústico (tabla IX del Apéndice), ya que sus cualidades de absorción superficial son en general muy reducidas; por ello pueden emplearse soluciones de hormigón visto en pantallas reflectoras del sonido, tornavoces...

Y como material de aislamiento humídico, el hormigón es capaz de conseguir una estanquidad eficaz, pero siempre que esté bien definida su función impermeable. Porque un hormigón sin finos es una eficaz barrera para las filtraciones por succión del terreno; y un hormigón bien compacto —y si está en compresión, mejor— es capaz de definir la pared de un depósito. Pero si el acabado de una cubierta es en hormigón visto, según las condiciones del clima, tiene que ser unas veces poroso y otras compacto, y claro, es preciso revestir con productos impermeabilizantes, o hacer estanques de agua, pero siempre con agua.

Su sensibilidad térmica superficial, como la de todos los materiales pétreos, lo convierte en material frío, no grato al tacto. Quizás por ello se ha pasado de las texturas lisas y coloreadas, propias de pavimentos, a las texturas rugosas y monocromas, en paredes y techos, de mayor atractivo visual por sus siempre cambiantes juegos de luces y sombras.

Metas estructurales

Por mucho que se pretenda defender al HORMIGON como material capaz de adaptarse a soluciones de elementos de simple función de acabado o acondicionamiento ambiental, la verdad es que en él siempre resplandece su SOLIDEZ y permanencia. No le engaña su cara, porque es un material fundamentalmente estructural; pero a la vez el más funcional de todos, porque su libertad formal le permitirá que sus FORMAS SIGAN A LA FUNCION ESTRUCTURAL que han de desempeñar. Y ello tanto en sus formas macizas como lineales o superficiales.

* * *

Las estructuras de predominio de las tres dimensiones en el elemento constructivo, se resuelven generalmente con hormigón en masa.

El hormigón en masa es en realidad un material FRANGIBLE, por lo que participa de muchos de los caracteres de estos materiales, con la única ventaja de su libertad formal. Porque con el hormigón se consiguen elementos pétreos de la forma y dimensión que se quiera y con gran sencillez. Por ello, unas veces servirá para obtener pequeños bloques con los que resolver de forma económica la construcción de muros

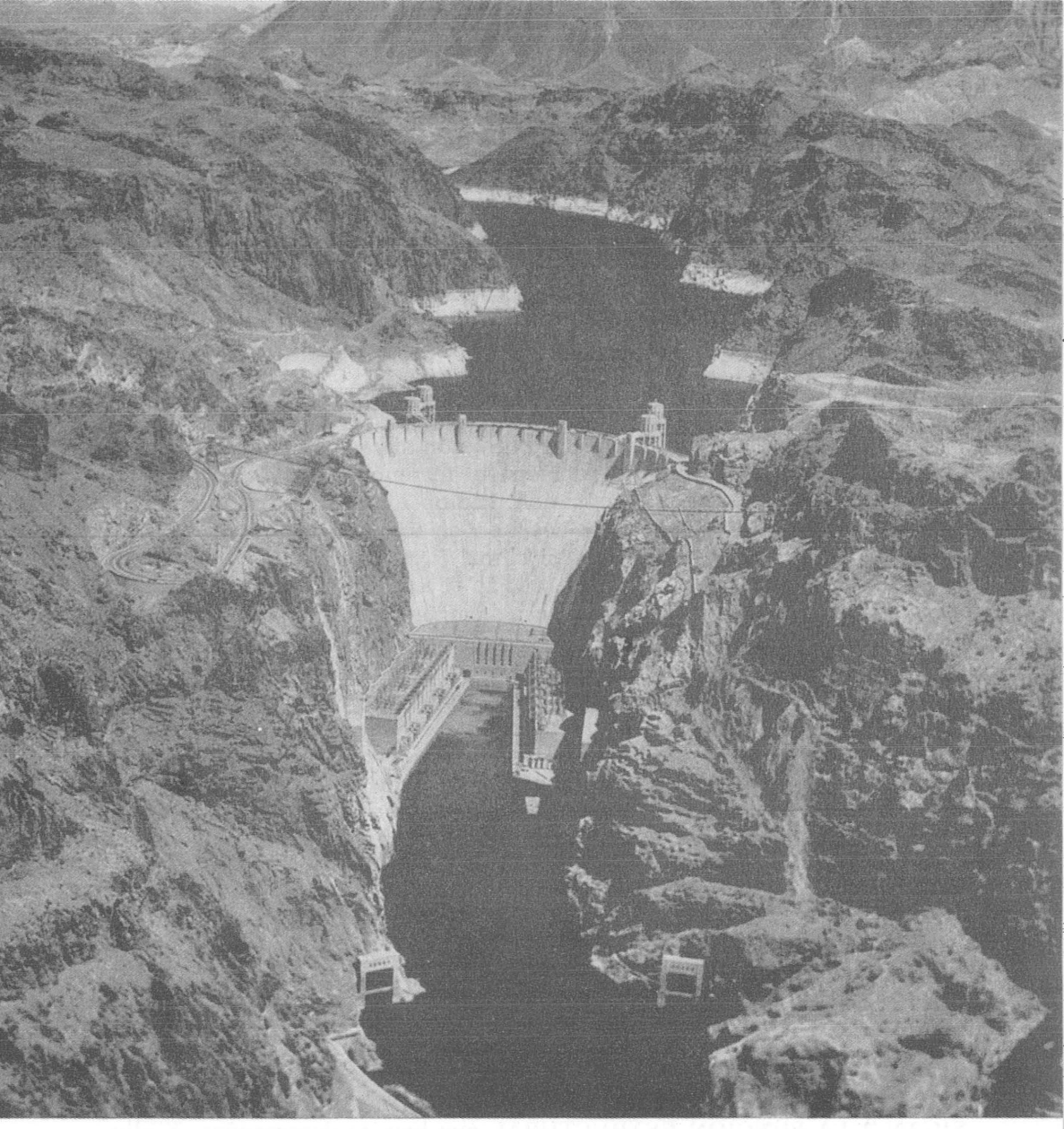


Fig. 4.15. Presa Hoover (USA).

de fábrica, y otros veces será capaz de empequeñecer la más colosal muralla ciclópea, en esas presas que contienen todo un mar de agua, vencido y dominado para uso del hombre.

Pero hasta en esas presas, el ingenio termina por imponerse a la gravedad, y la masa se conforma, para evitar masa y moldearse en formas más técnicas, más utilitarias y más estéticas. Y así, de la presa maciza de gravedad, se pasa a la presa de contrafuertes primero, y luego a las presas en arco o cúpula, y por último a las presas pretensadas.

El soporte y la viga, el par y el tirante, el arco y el tubo, en sus soluciones de líneas más o menos gruesas y de mayor o menor superficie, permiten el desarrollo de formas arquitectónicas de gran variedad estructural y plástica.

Soportes y vigas, generalmente con nudos rígidos, constituyen los entramados o espinas dorsales de la mayor parte de las construcciones actuales. Cuando el número de plantas aumenta, el problema de la estabilidad al viento y sismos obliga a cambiar el planteamiento estructural, y aunque existan ejemplos de estructuras vulgares, pese a su colosalismo, como son el Edificio España y la Torre de Madrid (de 36 plantas y 124,35 m de altura), nacen soluciones felices, como Tower Price, de Wright; Edificio Pirelli (con 31 plantas y unos centímetros más bajo que la Torre de Madrid), de Gio Ponti; o las más recientes soluciones de bloques en altura con núcleo central de hormigón armado ejecutado con las técnicas de encofrados deslizantes y el resto del edificio apoyado, anclado o colgado de él (Torre Novel, Torres Colón...).

Y dentro de este colosalismo, el hormigón será capaz de materializar el estadio más grande del mundo, el de Maracaná, capaz para 250.000 espectadores, y la plaza de toros de mayor capacidad, 50.000 espectadores, la del Toreo, de México.

* * *

El soporte inclinado da origen al jabalcón, y con jabalcones y tirantes surgen las formas trianguladas, generalmente con nudos rígidos, y por lo tanto con piezas lineales trabajando en flexocompresión, y con tirantes metálicos hormigonados después de tesados para evitar su fisuración al ponerse en carga. Las vigas de celosía trianguladas ostentan el récord de luz salvada en viga recta de hormigón armado, con 76 m de luz en el puente de la calle La Fayette, de París, construido por CAQUOT en 1928 (fig. 17.17). En hormigón pretensado, el récord lo ostenta el tramo central del puente de BENDFORD, de 280 m.

* * *

Para el técnico, el arco es, o pretende ser, antifunicular de las cargas, una pieza curva que resiste sólo o principalmente a compresión, y transmite los pesos propios, y los que sobre él inciden, a dos apoyos distanciados entre sí, que absorben sus empujes y cargas verticales.

Pero, aun cuando la directriz inicial siga exactamente el antifunicular de cargas, si la luz es grande y las tensiones elevadas, el acortamiento de la directriz, por efecto de la compresión, obliga al arco a cambiar de forma y, por consiguiente, a trabajar en flexión. Y no vale corregir el defecto en sentido contrario; al sobrevenir la deformación longitudinal, viene necesariamente la flexión. La única forma práctica de corregirlo, cuando vale la pena hacerlo, es producir un nuevo alargamiento que compense el acortamiento elástico. Es la idea puesta en práctica por Freyssinet, abriendo la clave con gatos hidráulicos para introducir una nueva dovela; operación hoy día corriente en puentes de hormigón

Figs. 4.16 y 4.17. Torre de Madrid. Arquitecto: Otamendi.

de alguna importancia, en los cuales hay que corregir no sólo el acortamiento elástico, sino también el correspondiente a la retracción.

Y aunque una obra no puede juzgarse sólo por sus dimensiones, sino por sus contenidos y el amor que puso su realizador en ella, las obras récord de las construcciones en arco son:

— Puente de PARRAMATA, en Sidney, de 305 m de luz.
— Puente de ARRABIDA, en Oporto, de 284 m de luz.
— Puente de SANDO, en Suecia, de 260 m de luz.
— Viaducto del ESLA, de mayor arco puente de ferrocarril, obra de E. Torroja, de 198 m de luz.

Fig. 4.18. Maqueta del Edificio Pirelli. Milán. Gio Ponti, arquitecto.

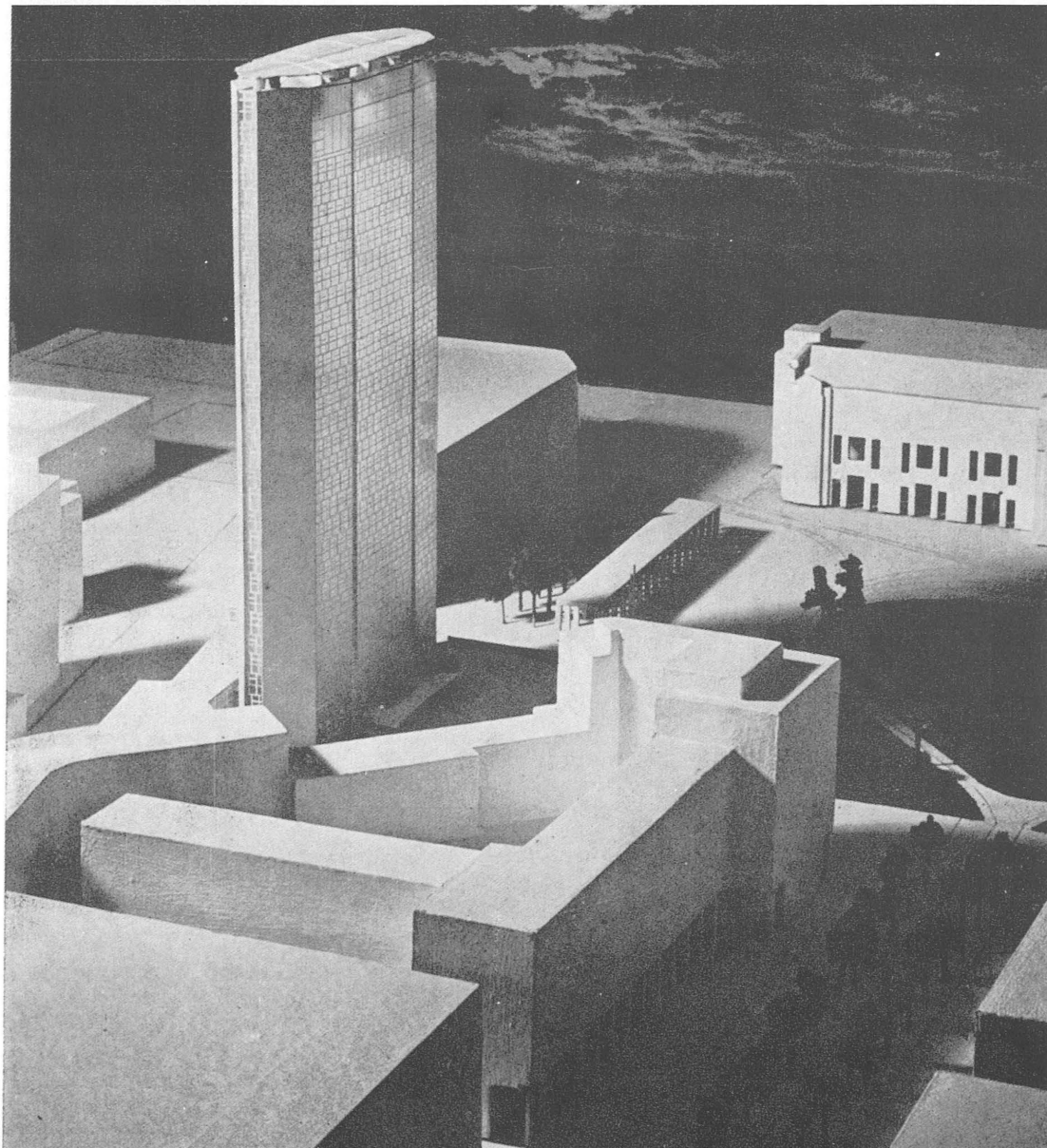


Fig. 4.19. Estadio de Maracaná. Río de Janeiro.

Fig. 4.20. Plaza de Toros de México, D. C.

Fig. 4.21. Puente de Sando (Suecia).

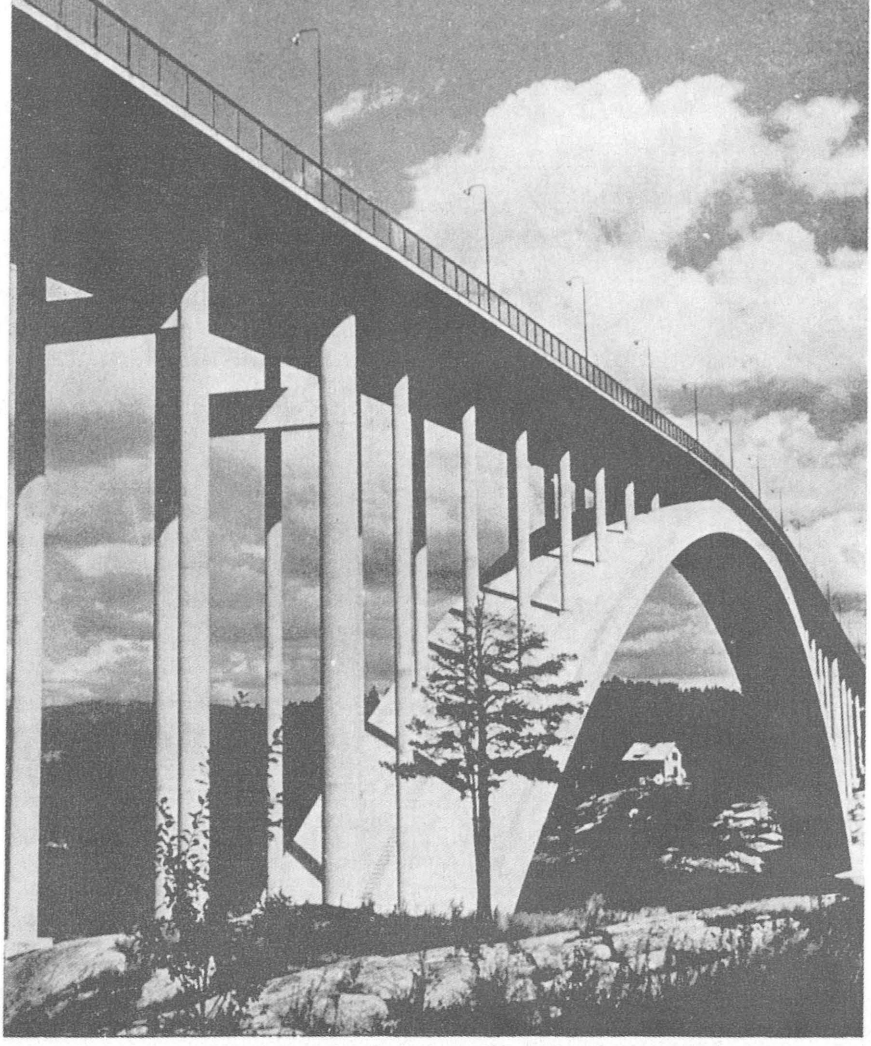
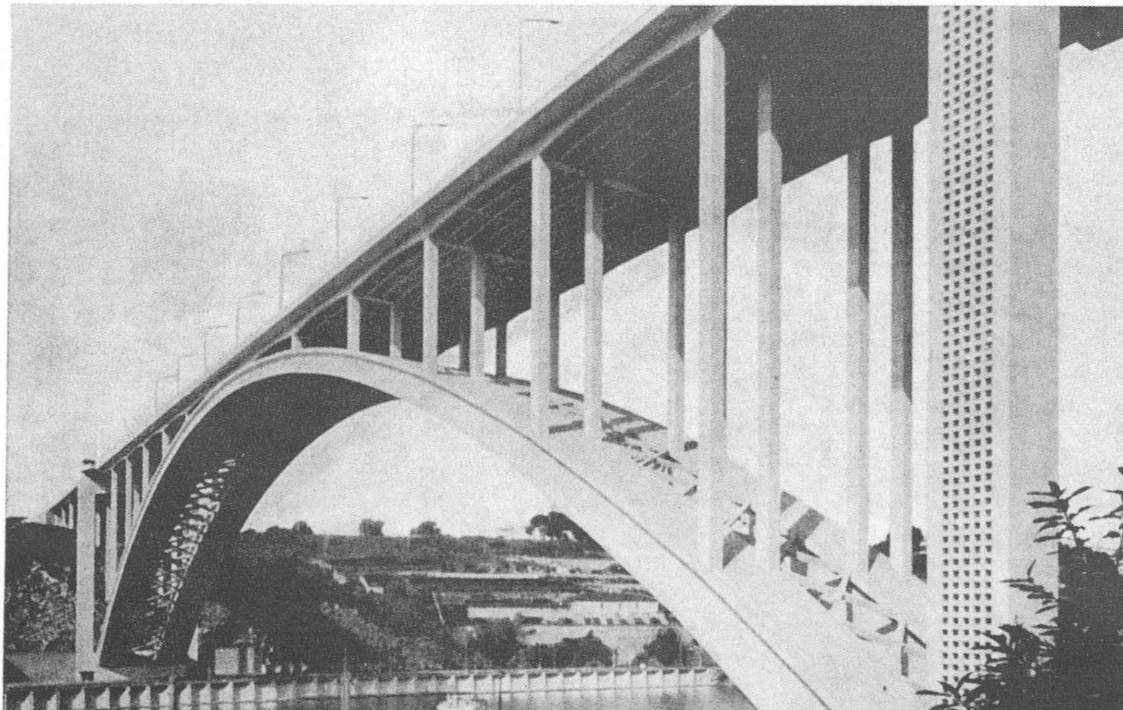


Fig. 4.22. Puente de Arrábida. Oporto (Portugal).

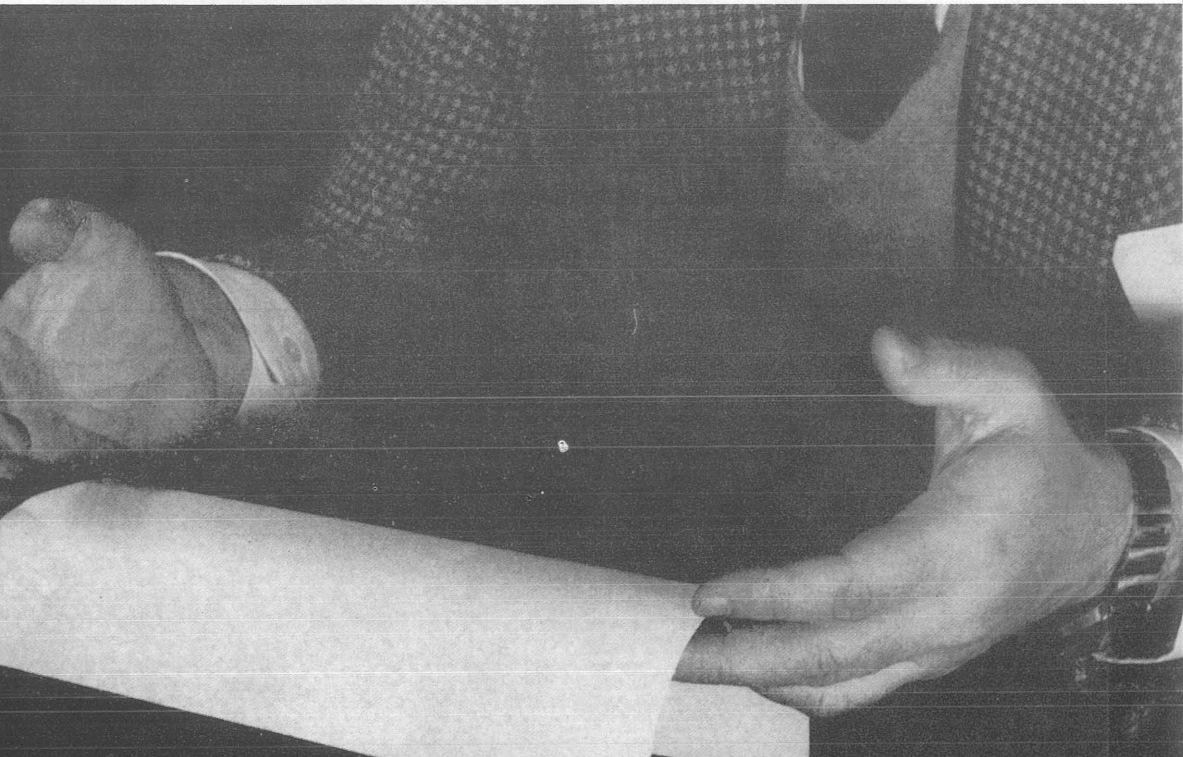


Si se coge una hoja de papel y se la quiere sostener horizontalmente sobre dos de sus bordes paralelos, se observa que se dobla y se cae por falta de resistencia a flexión. La losa o la placa precisan canto para resistir los esfuerzos a que se ven sometidos. Pero si se sostiene la hoja de papel por los centros de sus lados opuestos, dejándola que se curve por su peso a uno y otro lado de la recta que une los puntos de apoyo, se sostiene perfectamente gracias a la forma que ha tomado. Sus condiciones de trabajo son, evidentemente, distintas, y pese a su reducido espesor se ha convertido en un elemento resistente como consecuencia de su rigidez de forma.

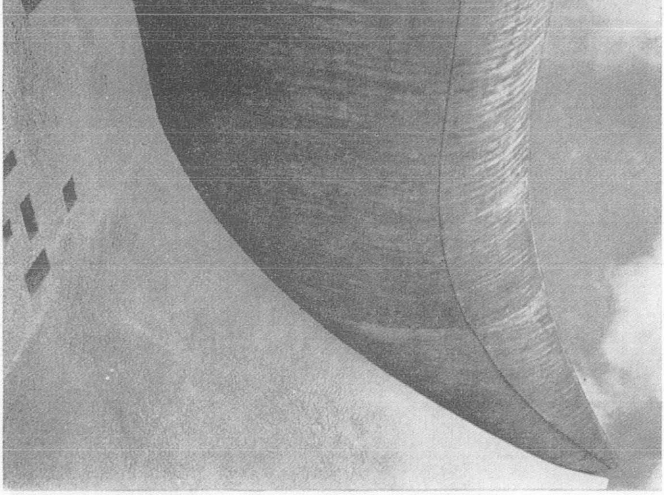
Esta simple experiencia, frecuentemente explicada por el profesor TORROJA, le llevó a construir la bóveda cilíndrica, en forma de lámina apoyada en sus arcos de cabeza, de mayor luz del mundo: la del Frontón Recoletos, que con su espesor de sólo 1/500 de la luz, salvaba 55 m de luz.

Y esta posibilidad de jugar con la forma para resolver un problema estructural, constituye un juego sugestivo al que se ha lanzado la construcción actual, encontrando una libertad formal con la que jamás había soñado el proyectista. Y es en este campo laminar, de estructuras de reducido espesor, de tipo piel, cáscara o caparazón, frente a la clásica solución de esqueleto, donde el hormigón va a lucir sus calidades. Porque la lámina permitirá la creación de un nuevo vocabulario formal de bóvedas, cúpulas, plegaduras, superficies alabeadas...

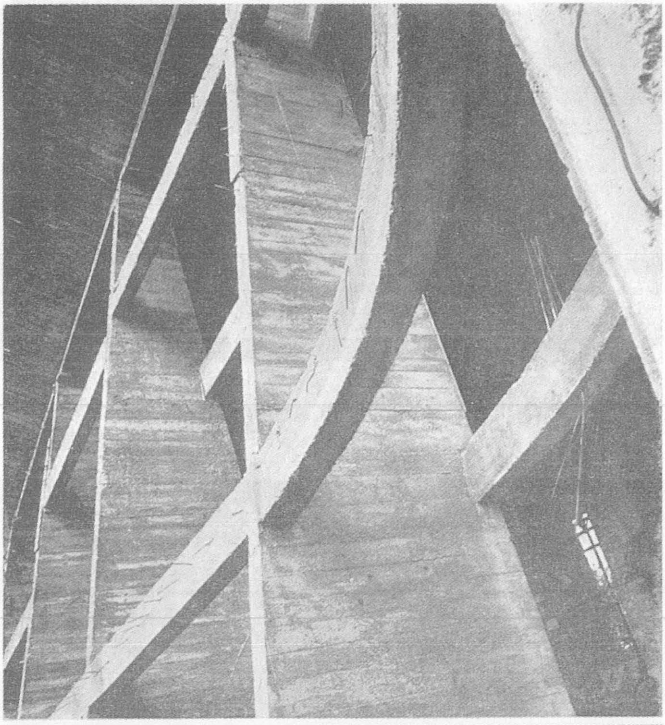
Fig. 4.23. Concepto estructural de las láminas cilíndricas.



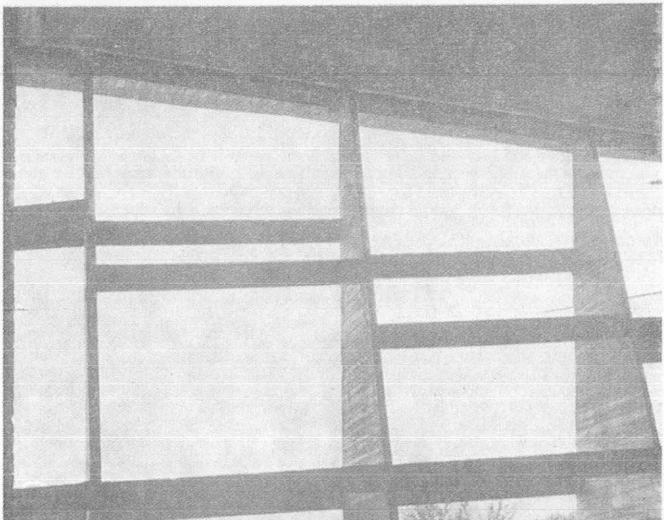
Figs. 4.24 y 4.25. Palacio de exposiciones CNIT, de París.
B. Zehrfuss, arquitecto; Esquillan, ingeniero.



cubierta

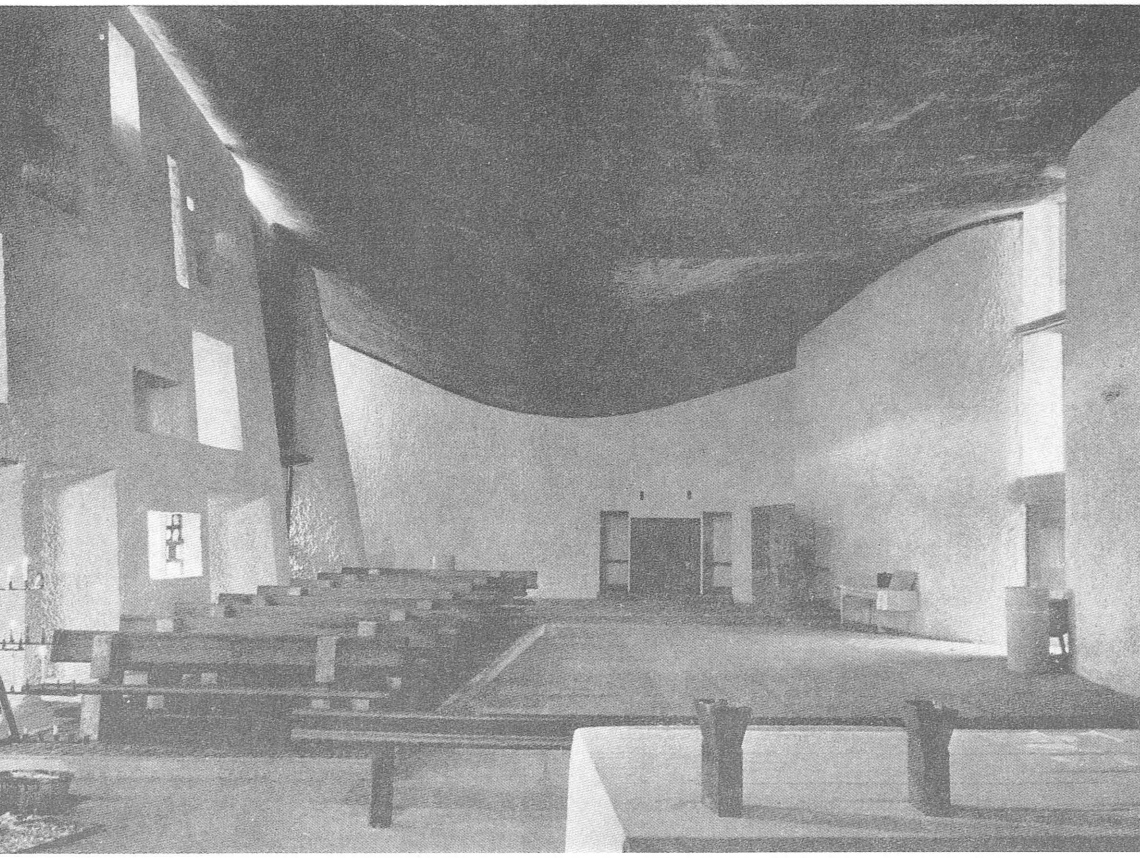


entramado de muros



pórtico lateral

Figs. 4.26 a 4.29. Iglesia de Ronchamps.



interior

Nuevas formas

La concepción materialista pretende que la Naturaleza hay que juzgarla por sus frutos más que por sus flores, ya que éstas, aunque bellas y de buen olor, tienen su destino inútil y perecedero, mientras que los frutos aportan al hombre lo necesario para vivir; al árabe le complacía más su jardín de palmeras, naranjos, almendros..., que no sólo decoraban, sino que, a la par, abastecían su mesa. Algo análogo ocurre con la Arquitectura, cuyo arte se ve tan fuertemente teñido por su utilidad, que a veces la FORMA se ve rígidamente configurada por los funcionalismos técnicos, utilitarios...

Según este planteamiento, el hormigón debe estar agradecido, primero a sus inventores (CAMBOT, MONIER, HENNEBIQUE...), después a sus investigadores teóricos (RITTER, CONSIDERE, MESNAGUER...) y por último a sus realizadores e innovadores (FREYSSINET, MAILLART, TORROJA...). Pero ¿es que el hormigón sólo ha producido una revolución técnica?... ¿No existe una nueva poética constructiva?... Un poeta, PAUL CLAUDEL, dirá: «LA ARQUITECTURA HA DEJADO DE ESTAR ENCERRADA EN SU PRISION CUBICA; EL ARQUITECTO DEBE MA-

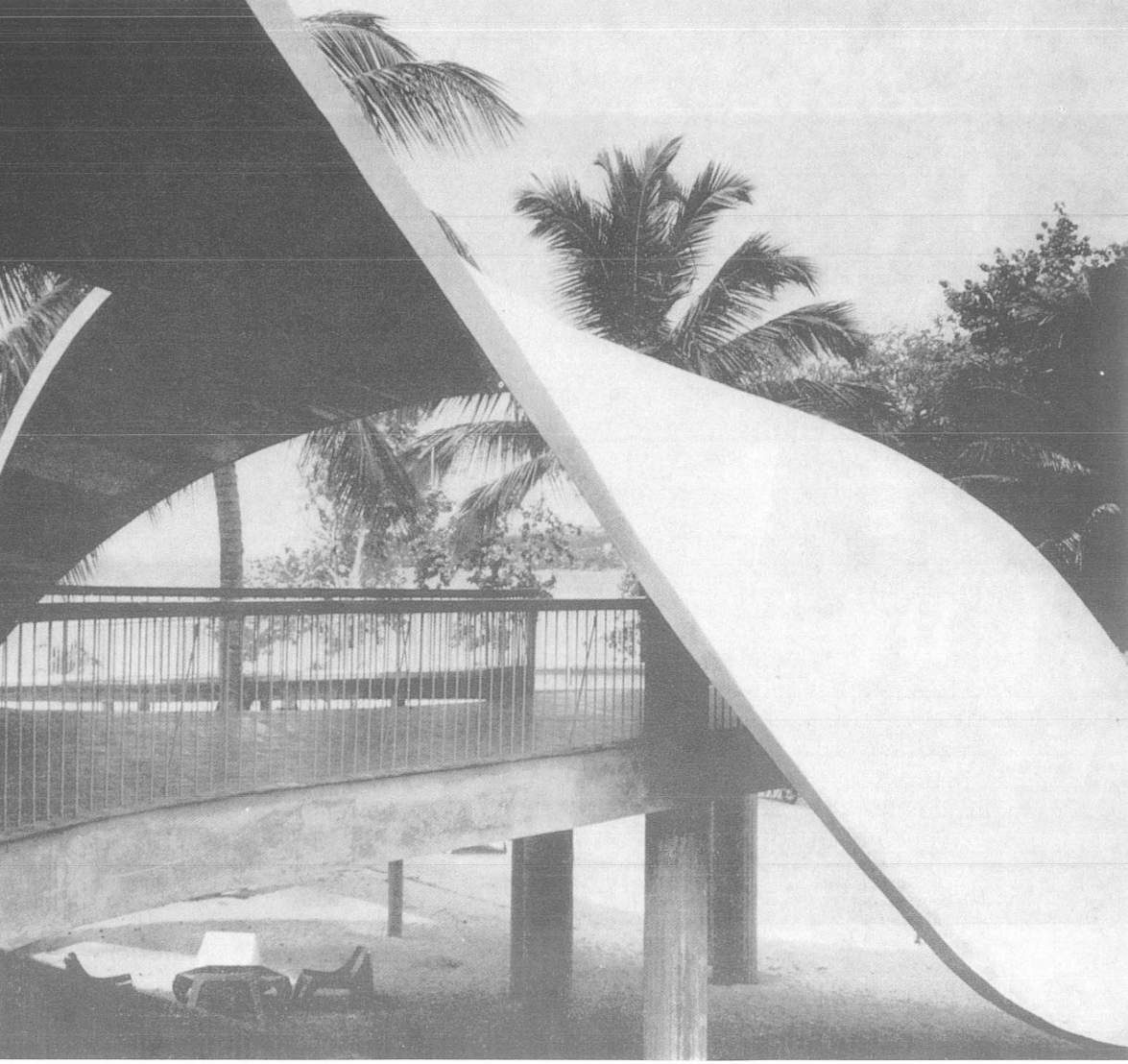


Fig. 4.30. Hotel en Guadalupe. Arquitecto: André Brujère.

NEJAR EL HORMIGON ARMADO CON LA MISMA LIBERTAD QUE LA MODISTA LO HACE CON EL TUL DEL VELO DE UNA NOVIA».

Y, efectivamente, el arquitecto nace con un ideal: imponer a la materia formas nacidas de su imaginación; y bien está la técnica para conseguir la victoria del hombre sobre la materia, pero no basta. Falta aún ese soplo poético que les añade algo más. Ese algo que inmortalizaron los grandes proyectistas en sus obras, hechas realidad en hormigón, gracias a que el cemento tiene una tecnología propia, felizmente desarrollada a partir de VICAT, y que el hormigón también ha sabido desarrollar la suya, hasta tal punto que han permitido incorporarle a nuestra época, y hacer de él el material noble de hoy, expresión veraz de FORMA y TECNICA, o, como decía Le Corbusier, «LA ARQUITECTURA ha pasado a ser pura ESCULTURA e INGENIERIA».

5 cemento

Definiciones ☆ Cementos Portland ☆ Cementos Pas
Cementos siderúrgicos ☆ Cementos puzolánicos
Cementos aluminosos ☆ Cementos de adición
Cementos especiales ☆ Recomendaciones ☆ Suministro y almacenamiento

Definiciones

Presentado ya el HORMIGON como protagonista fundamental de la HORMIGONERIA, antes de entrar en el estudio de sus soluciones constructivas, conviene considerar las propiedades de los distintos materiales que intervienen en su composición —CEMENTO, ARIDOS, AGUA y ADICIONES—, pero no como si la meta fuese el montar fábricas para su producción industrial, sino el utilizar estos materiales que pueden ser fácilmente adquiridos en el mercado.

De todos ellos, sin lugar a duda, el más importante es el CEMENTO, para cuyo estudio hay que tratar de empezar por el principio.

Si se pasa revista a los diferentes materiales empleados a lo largo del tiempo como LIGANTES en morteros de agarre y hormigones, se llegaría a la clasificación general siguiente:

- AGLOMERANTES
  - BARRO
  - BETUN
  - COLA
- CONGLOMERANTES
  - AEREOS
    - CAL
    - YESO
  - HIDRAULICOS
    - CAL + PUZOLANA
    - CAL HIDRAULICA
    - CEMENTO NATURAL
    - CEMENTO ARTIFICIAL

Los AGLOMERANTES son sustancias cuyo proceso de endurecimiento es de índole física (desecación, enfriamiento...), y que por lo tanto no suponen el cambio de la naturaleza química del producto aglomerante.

En cambio, los CONGLOMERANTES son productos cuyo proceso de consolidación, después de amasados con agua, es de naturaleza fundamentalmente química, produciéndose las reacciones de FRAGUADO y ENDURECIMIENTO en el aire o en el agua. Los primeros constituyen el grupo de los CONGLOMERANTES AEREOS, cuyas reacciones exigen la presencia del aire como agente catalizador (por ejemplo, en el yeso), o como aportador de componentes reactivos (por ejemplo, en la cal). Entre ellos, la CAL fue durante muchos siglos el conglomerante por excelencia. Su proceso es bien conocido: de la CALIZA, y por calcinación, se obtiene la CAL VIVA, que en contacto con el agua se transforma en CAL APAGADA, la cual, en presencia del anhídrido carbónico del aire, reacciona con él y fragua formando de nuevo el carbonato. El ciclo es, pues:

Fabricación de la cal:

$$CO_3Ca + \text{calor} \rightarrow CaO + CO_2 \quad \text{(CALCINACION)}$$

Fraguado de la cal:

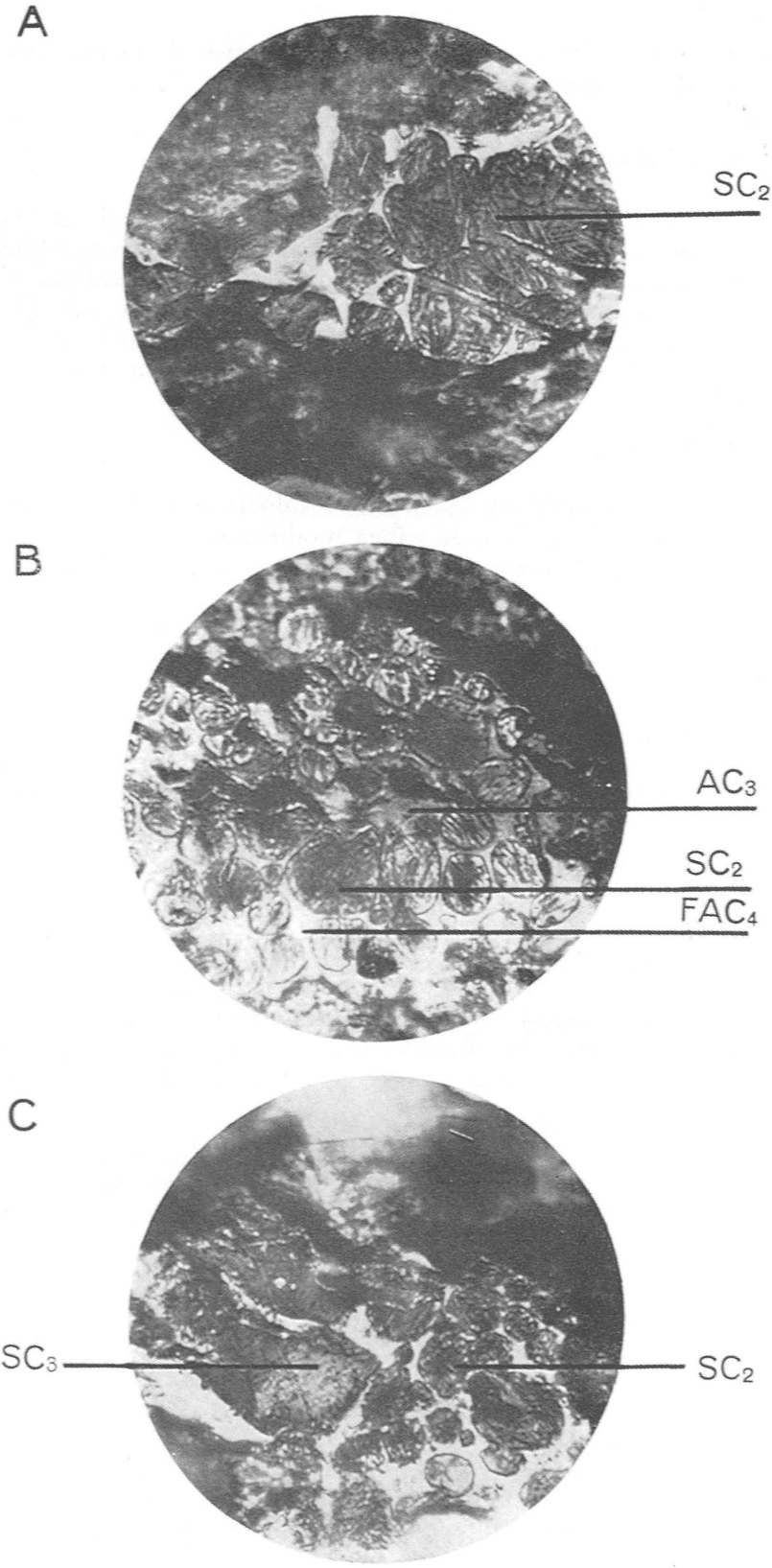
$$CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 \quad \text{(APAGADO)}$$

$$Ca(OH)_2 + CO_2 \rightarrow CO_3Ca + H_2O \quad \text{(CARBONATACION)}$$

Pero este proceso de fraguado de la cal es muy lento y aéreo. ¿Cómo acelerarlo y convertirlo en hidráulico?... La solución es sencilla y antigua: basta poner en contacto con la cal otros componentes capaces de FIJARLA, es decir, de reaccionar con ella en presencia del agua. Y así nacen los CONGLOMERANTES HIDRAULICOS como productos cuyo fraguado se produce con agua y en el agua, gracias a que junto a la cal aparecen otros compuestos capaces de reaccionar con ella de forma más íntima y rápida de lo que lo hacía con el anhídrido carbónico del aire.

La gama de los CONGLOMERANTES HIDRAULICOS es muy amplia, y aun cuando entre ellos, normalmente, existe una solución de continuidad en composición y propiedades, es necesario dar nombre y apellidos a cada zona de composiciones para poder definir sus calidades.

La historia comienza con las mezclas de cal y puzolana y las cales hidráulicas y continuó con los cementos naturales, que se obtienen por cocción de los crudos tal y como se encuentran en la naturaleza (calizas margosas), pero sin llegar a la SINTERIZACION. Manejando composiciones de caliza y arcilla se llegó a la mezcla artificial de crudos, y con ello a la obtención, por cocción hasta fusión, del CLINKER, punto de partida para la obtención de los cementos artificiales. Pero... ¿cuándo a un conglomerante se le puede definir como CEMENTO?...



SC_2 = Silicato bicálcico.

AC_3 = Aluminato tricálcico.

FAC_4 = Ferrito-aluminato tetracálcico.

SC_3 = Silicato tricálcico.

Fig. 5.1. Aspecto de un clínker con 850 aumentos.

Para contestar a esta pregunta es preciso destacar, primero, una serie de definiciones:

1. **Clínker**

   «Se llama clínker al producto que se obtiene al calcinar, hasta fusión parcial, mezclas muy íntimas preparadas artificialmente y dosificadas convenientemente, a partir de materias calizas y arcillosas, con la inclusión eventual de otros materiales que, sin aportar elementos extraños a los de la composición normal del cemento, facilitan la dosificación de los crudos deseados en cada caso».

2. **Escoria**

   «Se entiende por escoria el producto granulado obtenido por enfriamiento brusco de la ganga modificada y fundida, procedente de procesos siderúrgicos».

3. **Puzolanas**

   «Se entiende por puzolana, para su empleo en la fabricación de cementos, el producto natural de origen volcánico que es capaz de fijar cal a la temperatura ambiente y formar compuestos de propiedades hidráulicas. Por extensión, el término puzolana se aplica también a otros productos naturales o artificiales que tienen análogas propiedades, tales como las cenizas volantes, la tierra de diatomeas y las arcillas activadas».

4. **Yeso**

   «En forma de piedra de yeso natural, anhídrita, o sulfato cálcico hidratado, cuya función es la de regulador del fraguado».

5. **Conglomerantes hidráulicos**

   «Se llaman conglomerantes hidráulicos aquellos productos que, amasados con agua, fraguan y endurecen sumergidos en este líquido y son prácticamente estables en contacto con él».

6. **Cementos**

   «Son conglomerantes hidráulicos obtenidos por pulverización de mezclas de clínker, yeso, escorias o puzolanas»;

y según el número de componentes y las proporciones de la mezcla, se obtienen los diferentes TIPOS, CLASES y CATEGORIAS de cemento, que son los reseñados en la tabla X del Apéndice.

Cementos Portland

Los cementos tipo PORTLAND pueden ser de dos clases: PORTLAND NORMAL y PORTLAND RESISTENTES A LAS AGUAS SELENITOSAS.

> «Los CEMENTOS PORTLAND son colglomerantes hidráulicos que se obtienen por pulverización del clínker y sin más adición que la de la piedra de yeso natural».

Clase: Portland normal

Los CEMENTOS PORTLAND NORMALES están constituidos por mezcla de CLINKER + YESO. El primero se forma por calcinación a temperaturas elevadas (1.400° C a 1.500° C) de mezclas de materiales calizos y arcillosos hasta principio de fusión —SINTERIZACION—, obteniéndose en forma de gránulos de naturaleza similar, en su formación, a las rocas eruptivas. Estos gránulos, con una pequeña adición de yeso ($< 4\ \%$), al ser pulverizados en molinos de bolas, constituyen el CEMENTO.

Pero conviene analizar, en primer término, qué cosas entran a formar parte en la composición química de un cemento portland normal. Dicha composición química se expresa en forma de óxidos —componentes—, entre los cuales hay que distinguir dos grupos:

1. OXIDOS PRINCIPALES

Con carácter básico:

Cal (óxido cálcico) ... ... CaO

Con carácter ácido:

Sílice (anhídrido silícico) ... ... SiO_2
Alúmina (óxido de aluminio) ... ... Al_2O_3
Hematites (óxido férrico) ... ... Fe_2O_3

A estos tres últimos óxidos se les llama también FACTORES HIDRAULICOS, por formar compuestos con la cal y ser los responsables del poder hidráulico del cemento.

2. OXIDOS SECUNDARIOS

Magnesia (óxido magnésico) ... ... MgO
(anhídrido sulfúrico) ... ... SO_3
Cal libre (óxido de cal) ... ... CaO
Alcalis (óxido sódico) ... ... Na_2O
» (óxido potásico) ... ... K_2O

El llamarlos óxidos secundarios no quiere decir que pierdan importancia al observar un análisis. Precisamente, al revisar las limitaciones químicas establecidas en el Pliego, a ellos afecta en mayor escala, ya que es preciso limitar sus contenidos a valores bastante reducidos para evitar su función, normalmente NOCIVA.

Y todavía pueden existir en el cemento otros componentes, que se recogen en el grupo de:

3. OTROS COMPUESTOS

Su presencia se detecta por los ensayos de:

Pérdida al fuego ... ... P.F.

Residuo insoluble ... ... R.I. ,

y constituyen el conjunto de componentes NO ACTIVOS, existentes en el cemento, cuyo contenido es preciso limitar, pues su exceso, pese a su carácter de INERTES, llega a ser NOCIVO para las resistencias y durabilidad de sus morteros y hormigones.

* * *

Todos estos componentes no se encuentran en el cemento en estado libre, sino combinados, de tal manera que, aquellos de carácter ácido (sílice, alúmina y hematites) neutralizan en mayor o menor grado la basicidad de la cal.

De este modo se forman los silicatos, aluminatos y ferritos cálcicos, que son los verdaderos constituyentes hidráulicos, que confieren al cemento sus propiedades técnicas características. Estudios detallados de la formación de estos compuestos han conducido a demostrar la existencia de los siguientes minerales en el clínker:

Silicato tricálcico ($SiO_2 \cdot 3CaO$) ... ... SC_3

Silicato bicálcico ($SiO_2 \cdot 2CaO$) ... ... SC_2

Aluminato tricálcico ($Al_2O_3 \cdot 3CaO$) ... ... AC_3

Ferritoaluminato tetracálcico ($Fe_2O_3 \cdot Al_2O_3 \cdot 4CaO$)... FAC_4 ,

y cuyo proceso de fraguado y endurecimiento se realiza mediante cristalización por hidratación.

Desde el punto de vista cuantitativo, los dos silicatos constituyen del 70 al 75 % del total del clínker, y los aluminatos y ferritos el 20 % aproximadamente, restando un 5 a 10 % para los componentes secundarios y no activos.

Categorías

La categoría de un cemento viene definida por el valor de la resistencia mínima, garantizada por el fabricante, del mortero normal a 28 días de edad, obtenido en probetas de $4 \times 4 \times 4$ cm. Su valor es función principalmente, de la composición química del cemento y de su grado de finura, pero está fundamentalmente condicionado por la relación en que se encuentran los dos silicatos SC_3/SC_2.

Si se dispone de un cemento rico en silicato tricálcico (SC_3, el rey del cemento portland), éste será de gran categoría, obteniéndose con ellos las resistencias más elevadas y a corto plazo. Son, en general, cementos de alta resistencia inicial, supercementos o cementos «calientes» por la alta elevación de temperatura que experimentan en sus violentas y rápidas reacciones de fraguado y endurecimiento a corto plazo. Como inconvenientes, presentan peligro de fisuración por retracción, y liberan mucha cal en su fraguado. Por ello, no se podrá emplear en construcciones en que intervengan grandes masas de hormigón, por los peligros de cambios de volumen —RETRACCION— y subsiguiente fisuración, provocados por acumulación del calor de hidratación y posibles cambios bruscos de la temperatura ambiental, dado el bajo coeficiente de transmisión térmica del hormigón. Este inconveniente se agravaría en tiempo de verano, climas cálidos y con dosificaciones elevadas.

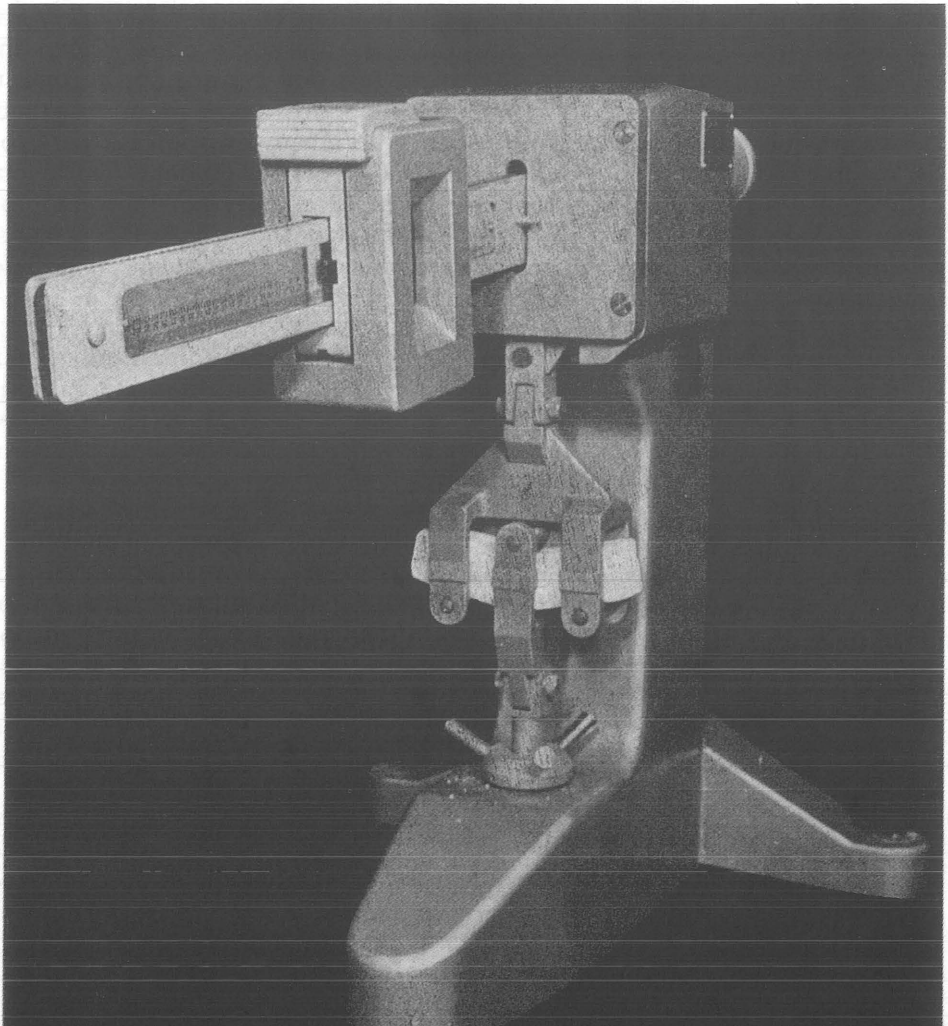
En cuanto a su DURABILIDAD, los cementos en alto contenido de silicato tricálcico son muy vulnerables, por la gran cantidad de cal que liberan, y la CAL LIBERADA ($Ca\ O_L$), sumada a la cal libre ($Ca\ O_l$), constituyen la base del ataque químico por parte del agua pura o ligeramente ácida (aguas de mar, selenitosas...).

Por el contrario, un cemento rico en silicato bicálcico es de más baja categoría, sus reacciones son más lentas y menos exotérmicas, y de ahí que se les llame cementos «fríos». Pero son, por lo mismo, menos fisurables por retracción y de mayor estabilidad química al liberar menor cantidad de cal. Son, pues, cementos de uso indicado para hormigones en tiempo caluroso, en piezas de gran masa o con altas dosificaciones. Así, por ejemplo, en el Pliego se exige que los cementos a emplear en la construcción de presas tengan un contenido máximo de SC_3 del 35 %.

Los aluminatos y ferritos cálcicos deben considerarse imprescindibles en la fabricación del CEMENTO PORTLAND, pero no en su aplicación. Sin ellos no serían posibles las reacciones de formación de los silicatos en condiciones técnicas económicamente rentables, ya que durante el proceso de clinkerización hacen el papel de fundentes.

Fig. 5.2. Probetas de ensayo a flexotracción y compresión de un cemento.

Fig. 5.3. Ensayo de flexotracción.



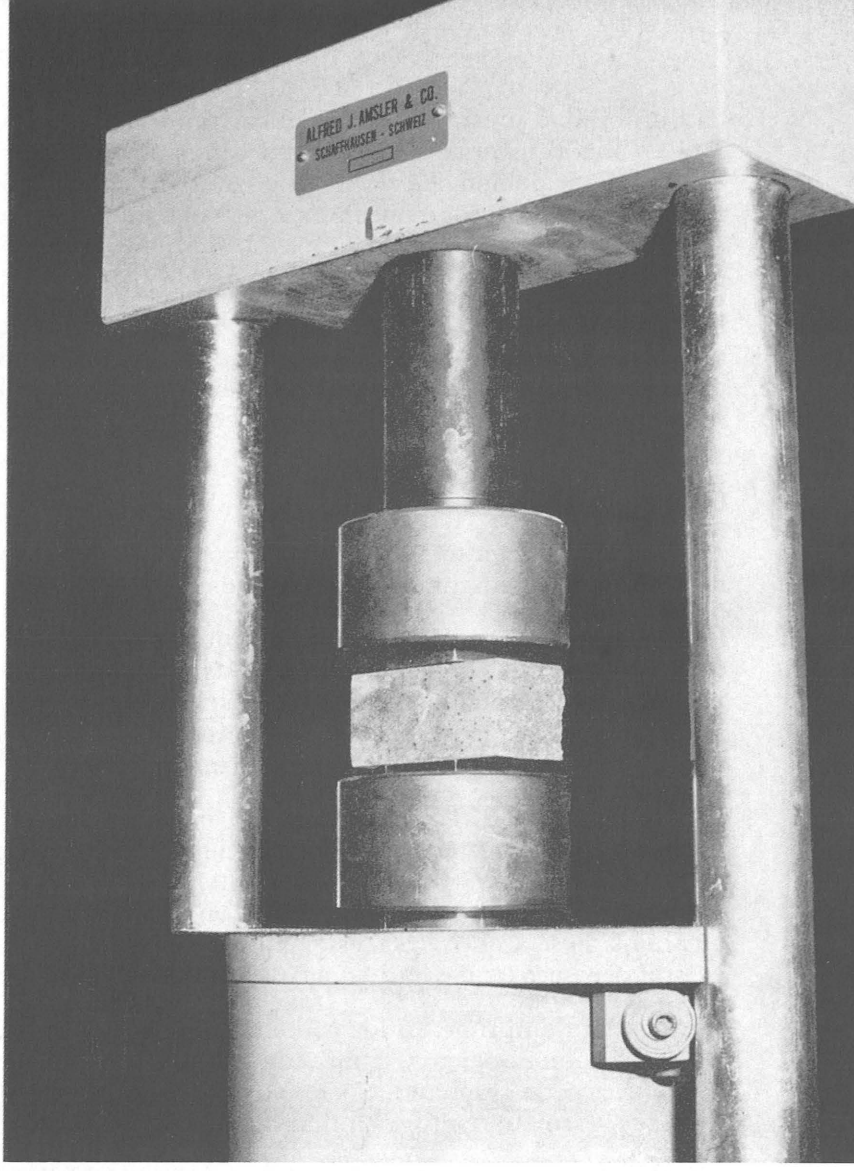


Fig. 5.4. Ensayo de compresión.

Resumiendo, se puede decir que los CEMENTOS PORTLAND NORMALES quedan definidos por tres aspectos fundamentales:

1. Calor de hidratación.
2. Velocidad en el desarrollo de resistencias mecánicas y resistencias finales.
3. Durabilidad.

El primero y segundo se encuentran en relación directa con los cocientes SC_3/SC_2 y AC_3/FAC_4, e, inversamente, con los cocientes cal/sílice y hematites/alúmina, ya que el aluminato es más exotérmico y de fraguado más rápido que el ferritoaluminato.

La durabilidad o estabilidad química frente a ataques del medio exterior está en razón inversa a los valores reseñados anteriormente respecto al calor de hidratación. Es decir, que calor de hidratación y altas resistencias iniciales son dos conceptos opuestos, en cierto modo, a la durabilidad.

Como consecuencias, se puede señalar que, en general, los CEMENTOS PORTLAND NORMALES se emplean en estructuras aéreas, en las que no se ve comprometida su durabilidad, y no deben emplearse en estructuras enterradas en cuanto que se prevea su contacto con medios ligeramente agresivos.

Oxidos secundarios

Aunque sea someramente, conviene conocer cuál es el comportamiento de cada uno de los óxidos secundarios.

La MAGNESIA (de un 4 a 6 % de limitación) es un componente poco deseable, por cuanto que puede dar lugar a expansiones diferidas en los productos ya fraguados y endurecidos. Esto es consecuencia de su lenta hidratación cuando se encuentra en forma de óxido libre y del mayor volumen específico del hidróxido formado.

El ANHIDRIDO SULFURICO que se encuentra en un cemento se debe, fundamentalmente, al yeso que contiene como regulador de fraguado, aunque, circunstancialmente, lo contengan algunos clínkeres, a causa del azufre del combustible empleado en la cocción, en forma de sulfatos alcalinos. Pese a que el SO_3 es el enemigo público del cemento, no pueden existir cementos sin una pequeña cantidad de él.

Su porcentaje óptimo en los cementos es variable, según su origen, composición mineralógica y finura de molido, observando sus necesidades por ensayos de fraguado. Su misión es reaccionar con parte de los aluminatos, formando sulfoaluminatos, de fraguado más lento.

Su escasez produce el fraguado rápido o FRAGUADO RELAMPAGO, con gran desarrollo de calor. Su presencia en forma de yeso hemihidrato da lugar al llamado FALSO FRAGUADO «tolerable» sin apreciable desarrollo de calor y aparición de una rigidez transitoria de las pastas de cemento, que desaparece al proseguir su amasado, y transcurriendo después el fraguado con normalidad.

Variaciones en el porcentaje de yeso del cemento afectan al fraguado, a las resistencias mecánicas y a la retracción o expansión. Los cementos con falso fraguado tienen el peligro de hacer hormigones demasiado fluidos o de baja resistencia y de gran retracción.

La CAL LIBRE, que es cal no combinada en el proceso de cocción, o cal segregada durante el enfriamiento, es nociva por dar lugar a expansiones y agrietamientos del cemento, aunque de naturaleza distinta a los producidos por la magnesia, dada su mayor velocidad de hidratación. La meteorización, es decir, la acción de los agentes atmosféricos sobre el

cemento, reduce este fenómeno y evita la expansión posterior, aunque un «envejecimiento» excesivo del cemento tiene otros inconvenientes.

Las normas no fijan límites para la cal libre, pero indirectamente establecen ensayos de tipo físico para garantizar la estabilidad de volumen de los cementos (expansión en autoclave).

Los ALCALIS (del 0,5 al 0,6 % de limitación), que proceden normalmente de las materias primas, deben encontrarse en proporción reducida para evitar posibles expansiones por reacción con ciertos áridos sensibles a su ataque. Y para que su equilibrio con el contenido de yeso no produzca el fenómeno de FALSO FRAGUADO «no tolerable».

Otros compuestos

En general, se agrupan con esta denominación los que se han denominado compuestos INACTIVOS, y que, como es lógico, constituyen impurificaciones del cemento.

En primer lugar, la PERDIDA AL FUEGO (de 900 a 1.000° C) corresponde, en parte, al yeso regulador del fraguado, que, como se sabe, lleva dos moléculas de agua de cristalización; en parte, a posibles impurezas de naturaleza arcillosa de dicho yeso, y en parte, al propio clínker, que, finamente molido, es sensible a la humedad y anhídrido carbónico del aire, meteorizándose fácilmente. En primer término, la cal libre se hidrata y carbonata (aumenta la estabilidad del cemento), pero por meteorización prolongada se afectan los constituyentes hidráulicos de mayor saturación en cal, debilitándose el cemento y, en consecuencia, decayendo sus resistencias. El límite máximo de P.F. es del 4 %. Su exceso acusa una adulteración con inertes calizos, o una excesiva meteorización.

El RESIDUO INSOLUBLE señala, según la norma, el porcentaje de cemento, que, tratado con un ácido según un método convencional, queda sin disolver en él.

Parte corresponde el clínker, integrado por porciones de materias primas que por su naturaleja (cuarzo, p. e.), condición física (tamaño de grano en los crudos) o cocción defectuosa (poca temperatura o poco tiempo de cocción) no han podido combinarse en la clinkerización; y parte, a las impurezas de la piedra de yeso. Su exceso acusa una adulteración con inertes silíceos.

Cementos Portland resistentes a las aguas selenitosas (Pas)

Son cementos portland con bajo contenido de aluminatos (< 5 %), capaces de resistir mejor la acción agresiva de los sulfatos (cálcico o «selenita», magnésico o «empsomita», alcalinos...).

Y es que los sulfatos alcalinos, cálcicos y magnésicos destruyen, con mayor o menor rapidez, el hormigón preparado con cemento portland, reaccionando tanto con el hidróxido cálcico liberado en la hidratación para formar el sulfato cálcico (el cual puede ser directamente el agente agresivo) como con el aluminato cálcico hidratado, para formar el sulfoaluminato cálcico, más insoluble.

Puesto que la destrucción, en cualquier caso, acaba en la formación del sulfoaluminato, es lógico pensar en reducir la formación del aluminato tricálcico en la fabricación de los cementos portland resistentes a los sulfatos.

Como la alúmina, junto con el óxido férrico, son los principales fundentes durante el proceso de cocción, se puede rebajar la relación A/F, sustituyendo el aluminato (AC_3) por el ferrito (FAC_4).

Los cementos PAS son, pues, cementos férricos obtenidos generalmente a partir de mezclas de caliza, arcilla y piritas tostadas, que presentan notables ventajas de fabricación (facilidad de cocción y molienda), y una gran durabilidad frente a los sulfatos. Son idóneos, pues, para cimentaciones en terrenos yesíferos.

Cementos siderúrgicos

Desde la segunda mitad del siglo pasado se vieron las propiedades hidráulicas latentes de las escorias, especialmente de las básicas resultantes de los altos hornos. Una vez granuladas, se observó que la arena de escoria fraguaba, por sí sola, en presencia de un activador, a diferencia de la puzolana, que necesita hidróxido cálcico para reaccionar con él.

Después se encontró que moliéndola con cal apagada se obtenía un conglomerante comparable al cemento portland. Se la llamó entonces «cemento de escoria». Durante treinta años aproximadamente, fue el único producto hidráulico a base de escoria básica granulada.

Pero no todas las esocrias siderúrgicas son válidas para su aplicación en la fabricación de cementos; para ello es preciso que tenga propiedades hidráulicas latentes, es decir, hidraulicidad propia y potencial, lo cual se verifica cuando su composición química satisface la condición:

$$\frac{CaO + MgO + Al_2O_3}{SiO_2} > 1 \ .$$

Las diferentes clases de cementos siderúrgicos se obtienen al variar la proporción de la mezcla de sus tres componentes:

$$\text{CLINKER} + \text{ESCORIA} + \text{YESO}$$

y marcando los dos límites, entre las tres categorías existentes los valores del 70 % y 50 % de contenido de portland (CLINKER + YESO).

El empleo de todos estos CEMENTOS SIDERURGICOS conduce a mejorar la durabilidad de sus hormigones con respecto a los de cemento portland, sobre todo en presencia de agentes ligeramente agresivos, como son las aguas puras y las aguas negras. Por ello su empleo idóneo es en cimentaciones, en terrenos no agresivos u orgánicos. No deben emplearse en hormigones vistos, pues los componentes de hierro que contienen sus escorias producen variaciones de color en sus paramentos. Como rebajan el calor de hidratación, alejan el peligro de retracción y admiten los tratamientos hidrotérmicos de curado al vapor.

Cementos puzolánicos

El cemento portland es la base del cemento puzolánico moderno; sin embargo, el origen de estos cementos se encuentra en la Antigüedad: los griegos y los romanos usaban las puzolanas mezcladas con cal o materiales hidráulicos; no obstante, el cemento puzolánico actual no se le parece sustancialmente. A principios de este siglo se reinicia la aplicación de los nuevos cementos puzolánicos obtenidos a partir del portland, debido a ciertas propiedades que le son características.

Se denomina cemento puzolánico al resultado de la molienda de una mezcla íntima y homogénea de clínker de cemento portland o puzolana (trass), con la adición de yeso o anhidrita como regulador de fraguado. El clínker se puede fabricar por cocción de caliza y puzolana, o bien de caliza y arcilla, con adición posterior de la puzolana.

Las puzolanas, químicamente, no se distinguen de una arcilla; consisten en una masa amorfa, a veces vítrea, y algunos minerales cristalizados más o menos deformes.

En general, se emplean puzolanas naturales procedentes de terrenos volcánicos, pero también pueden emplearse puzolanas artificiales, tales como:

1. Cenizas volantes, que son residuos de combustión en centrales térmicas, se usan como aditivo directo al cemento portland o se hacen cementos mixtos, llegando incluso a las mezclas ternarias de cenizas, puzolanas y cementos.
2. Arcilla o esquistos activados por tratamiento de 600 a 800 grados y molienda posterior.

Las escorias de horno alto no deben considerarse como puzolanas artificiales, pues pueden fraguar por sí solas, mientras que la puzolana siempre necesita de la cal para desarrollar el fenómeno hidráulico.

Generalmente se usan los cementos puzolánicos para obras marítimas, por su mayor durabilidad en medios agresivos (agua de mar), y por la misma razón es recomendable su uso cuando se emplean áridos de playa. La puzolana da compacidad al hormigón y el efecto térmico es más bajo que en los portland, o sea, que son mucho más fríos los cementos puzolánicos. Y es evidente que la resistencia inicial de los cementos portland es mucho mayor, pero a la larga las resistencias se igualan y hasta son sobrepasadas por los cementos puzolánicos. Los cementos ricos en silicato tricálcico mejoran mucho su durabilidad y reducen su temperatura de fraguado y su retracción con la adición de puzolana, ya que ésta es capaz de fijar tanto la cal libre como la liberada, aunque su efecto tarda bastantes días en producirse.

Cementos aluminosos

Se obtienen a partir de crudos preparados por mezcla de calizas, arcillas y bauxitas, en proporción tal que el producto resultante de su fusión presente un contenido de alúmina superior al 36 %.

Se caracterizan por tener un endurecimiento excepcionalmente rápido, hasta tal punto que adquiere a las 24 horas resistencias que los otros cementos precisan de 7 a los 28 días. Ello es debido a la existencia del aluminato monocálcico $AC = Al_2O_3 \cdot CaO$, existente en un 75 a 80 %, que fragua y endurece rápidamente, pasando a cristales hexagonales $Al_2O_3 \cdot \cdot CaO \cdot 10H_2O$. Pero estos cristales son metaestables, y en un medio acuoso, en presencia de calor o de álcalis, se transforman espontáneamente en cristales cúbicos de $Al_2O_3 \cdot 3CaO \cdot 6H_2$, con notables bajas de resistencia.

¿Cuándo se produce este cambio?... ¿En días?... ¿En meses?... ¿En años?... Esta es la incógnita que hace que este conglomerante, de excepcionales propiedades refractarias, no se emplee en elementos estructurales, pese a sus elevadas resistencias iniciales.

Por ello, si excepcionalmente se recurre a su uso, sobre todo en prefabricación, por la posibilidad de rápido desencofrado y corte de armaduras pretensadas, deben tenerse en cuenta las siguientes precauciones:

1. Evitar el uso de áridos con álcalis liberables o agua con ion cloro.
2. Amasar con un mínimo de agua (concentración $C > 2{,}5$, o, lo que es igual, relación agua/cemento $< 0{,}40$).
3. Emplear dosificaciones ricas en cemento (350 a 400 kg/m^3).
4. Evitar la elevación de temperatura ($< 25°$ C) durante el proceso de fraguado, empleándolo sólo en piezas de reducida sección, y refrigerando con agua.

5. Evitar que los elementos constructivos estén expuestos a la intemperie y sobre todo al calor húmedo.
6. Tomar como valor de la resistencia la obtenida a 24 horas.
7. Incrementar los recubrimientos de las armaduras, dada la menor alcalinidad de sus hormigones.

Su empleo más generalizado se basa en sus propiedades refractarias, por lo que se recurre a él para confeccionar hormigones que han de soportar altas temperaturas, como ocurre en hornos, chimeneas, etc.

Cementos de adición

Son cementos obtenidos por molienda de mezclas de clínker, piedra de yeso e inertes. Se caracterizan por su bajo calor de hidratación, moderada retracción o bajas resistencias. Por todo ello, su uso específico es para la confección de morteros de albañilería, y no debe emplearse para hacer hormigones estructurales.

Se trata, pues, de cementos compuestos de:

CLINKER + YESO + INERTES,

entendiendo por inertes aquellos materiales que, sin perturbar los procesos de fraguado y endurecimiento, permiten introducir alguna mejora en: la plasticidad, el color, el rendimiento..., a sabiendas de su influencia negativa en cuanto a la resistencia.

Tipo: Cementos naturales

Son cementos obtenidos por cocción, hasta sinterización, de crudos procedentes de canteras en las que existe de forma natural la mezcla de arcilla y caliza. Como la composición de esta mezcla no es regulable, los cementos obtenidos son de calidad baja y no uniforme, por lo que sólo se emplean en morteros de albañilería u hormigones en masa de reducidas propiedades resistentes.

Clase: Natural lento

Existen dos categorías: NL-30 y NL-80, y su composición es muy parecida a la de las cales hidráulicas.

Clase: Natural rápido

Existe una sola categoría: NR-20, que constituye el más débil de todos los cementos.

Clase: Zumaya

En España, de entre todos los cementos naturales hay que destacar los de Zumaya (CZ), que se caracterizan por su perfecto comportamiento frente al agua del mar. Y hasta tal punto, que suele emplearse en construcciones marítimas mezclado con cemento Portland, en proporciones de tres partes de Portland y una parte de Zumaya. Y hasta en este aspecto es singular este cemento, ya que constituye la excepción de la regla general de que está terminantemente prohibido el mezclar cemento de distinta clase, tipo o categoría, e incluso, a igualdad de todas estas circunstancias, si son de distinta procedencia.

Cementos especiales

Se incluyen en este grupo aquellos cementos que además de cumplir con las condiciones reseñadas en algunas de las CLASES, TIPOS y CATEGORIAS anteriores, tienen alguna propiedad singular no tenida en cuenta. Tales son, por ejemplo:

Cementos Portland blancos y coloreados

No siendo la coloración cualidad definida en el vigente Pliego, los cementos blancos y coloreados que cumplan las condiciones fijadas para el Portland serán considerados como tales e incluidos en la categoría que les corresponda, según sus características químicas, físicas y mecánicas. La denominación de estos cementos será la que corresponda de acuerdo con su tipo, clase y categoría, seguida de la letra B.

Cementos de bajo contenido en álcalis

Se entienden como tales todos los cementos que, además de cumplir las condiciones citadas para cada uno de ellos, tengan un contenido total de óxido sódico y de óxido potásico inferior al 0,60 %, expresados ambos como óxido sódico. Un gramo de K_2O equivale, a estos efectos, a 0,685 gr de NaO_2.

La denominación de estos cementos será la que corresponda de acuerdo con su tipo, clase y categoría, seguida de las letras BA.

Cementos de bajo calor de hidratación

Se entienden como tales todos los cementos que, además de cumplir las condiciones citadas para cada uno de ellos, no presentan un calor de hidratación superior a 65 y 75 calorías/gramo a los 7 y 28 días, respectivamente.

La denominación de estos cementos será la que corresponda, de acuerdo con su tipo, clase y categoría, seguida de las letras BC.

* * *

Y junto a éstos podrían señalarse los CEMENTOS EXPANSIVOS o de RETRACCION CONTROLADA, que, pese a no existir aún en el mercado nacional, se producen en algunos países para resolver problemas singulares, tales como: taponamiento de perforaciones y grietas, hormigones pretensados sin armaduras, etc.

Recomendaciones

Se pueden hacer dos tipos de recomendaciones distintas, según se trate de aquellas que sirven para valorar la calidad de un cemento a la vista de los datos facilitados por su ensayo completo, o de aquellas que sirven para fijar los criterios para emplear el tipo, clase y categoría de cemento más adecuado a cada caso. En el primer caso se trata de las RECOMENDACIONES DE CALIDAD, y en el segundo, de las RECOMENDACIONES DE IDONEIDAD.

A. Recomendaciones de calidad

El ensayo completo de un cemento comprende la serie de pruebas físicas y químicas que se reseñan en el Apéndice en la tabla XI. Pero ¿cómo interpretar sus resultados?...

En primer lugar, un cemento es tanto mejor cuanto más reducidos sean sus valores negativos, o sea:

1. Cuanto menor sea su pérdida al fuego (P.F.), ya que ello es señal de que el cemento no está meteorizado ni adulterado con productos calizos y que tiene un tanto por ciento más alto de cemento activo.
2. Cuanto menor sea su residuo insoluble (R.I.), por las mismas razones señaladas en el punto anterior, si bien sus más altos valores, además de una posible adulteración de naturaleza silícea, no indica meteorización, sino cocción defectuosa.

3. Cuanto menor sea su contenido en óxidos secundarios (MgO, Na_2O, K_2O y CaO libre), pues se aleja el peligro de expansiones y comportamientos anómalos.

4. Cuanto menor sea la pérdida de peso por humedad a 105-110° C, ya que indica un mejor estado de conservación del cemento. Circunstancia que también se acusa por el residuo sobre el tamiz de 4.900 mallas, por la formación de grumos.

En segundo lugar, un cemento es tanto mejor cuanto más altos sean sus valores positivos:

1. Que su composición potencial, que expresa la proporción en que se encuentran sus diversos componentes químicos, sea lo más próxima a la ideal.

2. Que sus resistencias tanto a compresión como a tracción sean más elevadas.

3. Cuanto más alto sea el valor de la superficie específica de Blaine, dentro de los límites señalados para cada categoría, ya que mayor es la velocidad de hidratación y exige menor plazo de curado.

4. Que su naturaleza sea la adecuada al medio y a las características del elemento constructivo.

B. Recomendaciones de idoneidad

Fundamentalmente se refieren a los criterios que deben presidir a la hora de elegir un tipo, clase y categoría de cemento para un determinado uso. Estos criterios, así como las precauciones de uso, son los reseñados en la tabla XII del Apéndice.

Pero, en general, estos criterios se basan, fundamentalmente, en el estudio de las tres propiedades más características de cada cemento:

1. CALOR DE HIDRATACION

Rspecto a esta propiedad, cabe reseñar que los cementos «calientes», de alto valor del calor de hidratación, deben preferirse para:

1. Hormigonar en tiempo frío.
2. Obtener altas resistencias a corto plazo.
3. Hacer hormigones de bajas dosificaciones y poco armados.

4. Preparar hormigones de alta dosificación, pero con fuertes cuantías.
5. Hormigonado de piezas de poca masa.

Por el contrario, los cementos «fríos», de bajo calor de hidratación, deben preferirse para:

1. Hormigonar en tiempo caluroso.
2. Obtener una resistencia final prefijada, sin importar los valores a corto plazo.
3. Hacer hormigones de altas dosificaciones para obtener gran compacidad y, por lo tanto, impermeabilidad.
4. Hormigonado de elementos de gran masa.

2. RESISTENCIA

Por regla general, una misma resistencia puede obtenerse con mucho cemento de poca categoría o con poco cemento de alta categoría. Pero cuando las resistencias exigidas son más elevadas, es preciso emplear cementos más resistentes.

3. DURABILIDAD

Es el criterio más exigente en cuanto al medio, y como normas generales cabe señalar que para:

1. Hormigones enterrados, es preciso conocer la naturaleza del terreno, debiendo emplearse:

SIDERURGICOS	Aguas puras o negras
PAS	Yeso
PUZ	Ion cloro (Cl^+)

2. Hormigones aéreos, en contacto atmosférico: Portland, Siderúrgico y Puzolánico.
3. Hormigones refractarios (Para $t > 70°$ C); CA.
4. Para silos o depósitos de productos varios (ácidos, aceites, cereales) es preciso consultar a un especialista, ya que la expeperimentación es difícil y a muy largo plazo.

Suministro y almacenamiento

El cemento no llegará a obra excesivamente caliente. Se recomienda que, si su manipulación se va a realizar por medios mecánicos, su temperatura no exceda de 70° C; y si se va a utilizar a mano, no exceda del mayor de los dos límites siguientes:

a) 40° C.

b) Temperatura ambiente más 5° C.

De no cumplirse los límites citados, deberá comprobarse con anterioridad al empleo del cemento, que éste no presenta tendencia a experimentar falso fraguado.

Cuando el suministro se realice en sacos, el cemento se recibirá en obra en los mismos envases cerrados en que fue expedido de fábrica y se almacenará en sitio ventilado y defendido, tanto de la intemperie como de la humedad del suelo y de las paredes. Si el suministro se realiza a granel, el almacenamiento se llevará a cabo en silos o recipientes que lo aíslen de la humedad.

Si el período de almacenamiento ha sido superior a un mes, se comprobará que las características del cemento continúan siendo las adecuadas. Para ello se realizarán los ensayos de fraguado y resistencias mecánicas a 3, 7 y 28 días, sobre una muestra representativa del cemento almacenado, sin excluir los terrones que hayan podido formarse.

6 áridos

Calidades ☆ Leyes granulométricas
Composición granulométrica ☆ Proyecto de mezclas
Ejercicio ☆ Aridos especiales

Calidades

Los áridos son productos granulares, en general, de naturaleza pétrea que pueden definirse como: «ADICIONES INERTES QUE CONTRIBUYEN A LA ESTABILIDAD DE VOLUMEN, RESISTENCIA Y ECONOMIA DE LOS MORTEROS Y HORMIGONES». Su importancia es fácil de concebir, ya que el 80 % de hormigón está definido por ellos. En su estudio hay que considerar: NATURALEZA, FORMA, TAMAÑO, IMPUREZAS, ORIGEN y GRANULOMETRIA.

1. Naturaleza

El carácter de INERTES obliga al empleo de materias de gran estabilidad química, *inalterables al aire, agua o hielo y que sean incapaces de reaccionar con el cemento.* De ahí que por su abundancia y facilidad de obtención, sean preferibles en primer lugar los áridos silíceos y después los calizos, preferencia que se justifica también por su mayor dureza y resistencia. No deben emplearse los áridos procedentes de:

1. Los granitos en avanzado estado de descomposición.
2. Las areniscas friables.
3. Las calizas margosas.
4. Los de cualquier naturaleza que contengan piritas.
5. Los yesos o cualquier roca que contenga como impurezas el sulfato cálcico o magnésico.
6. Los de naturaleza silícica (ópalo, pedernal...) capaces de reaccionar con los álcalis del cemento.
7. Los que contengan sustancias solubles en agua (sales, azúcares).
8. Los de origen orgánico (carbones).
9. Las escorias siderúrgicas con silicatos inestables o compuestos ferrosos.
10. Cualquier tipo de roca heladiza.

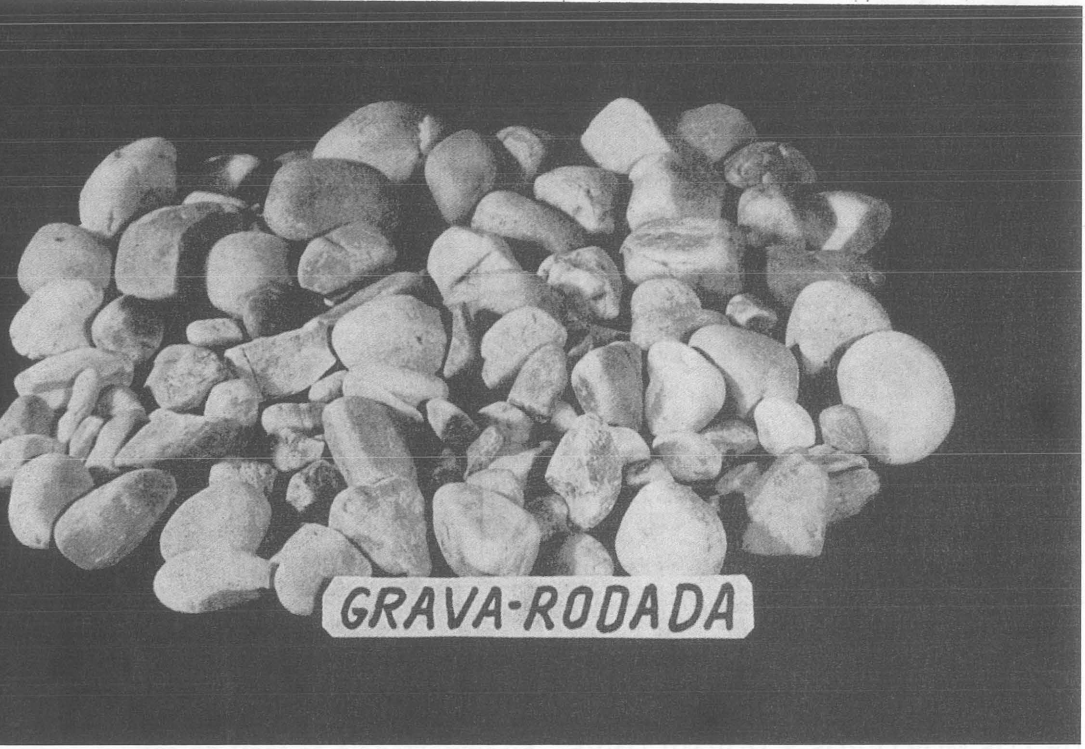


Fig. 6.1. Grava rodada.

2. Forma

¿Cuál es la forma ideal del árido?... pues según para qué tipo de hormigón. Los áridos angulosos procedentes de machaqueo requieren mayor cantidad de agua para mojar su superficie, pero en cambio sus hormigones ofrecen mayores resistencias a tracción y esfuerzo cortante. Los áridos redondeados precisan menos agua para mojarse y pueden obtenerse elevadas resistencias a compresión con bajas relaciones agua/cemento. Pero a igualdad de relación agua/cemento los hormigones de áridos angulosos también son más resistentes a compresión que los áridos redondeados, pero son menos económicos al exigir mayor cantidad de lechada por m^3. Debe prohibirse el empleo de áridos de estructura laminar (pizarra, micas...), y de estructura fibrosa, a no ser que su contenido sea muy pequeño ($< 10\ \%$) o que se trate de hormigones especiales (fibrocemento) cuya función principal no es la resistencia a compresión.

La forma de los áridos se precisa y valora mediante su «coeficiente volumétrico» o «coeficiente de forma» que es la relación entre el volumen de un número n de granos y el volumen de las esferas que tienen como diámetro la mayor dimensión de dichos granos:

$$\alpha = \frac{v_1 + v_2 + \ldots + v_n}{\frac{\pi}{6}(d^3_1 + d^3_2 + \ldots + d^3_n)}$$

El «coeficiente de forma» debe ser superior a 0,15 para el árido grueso.

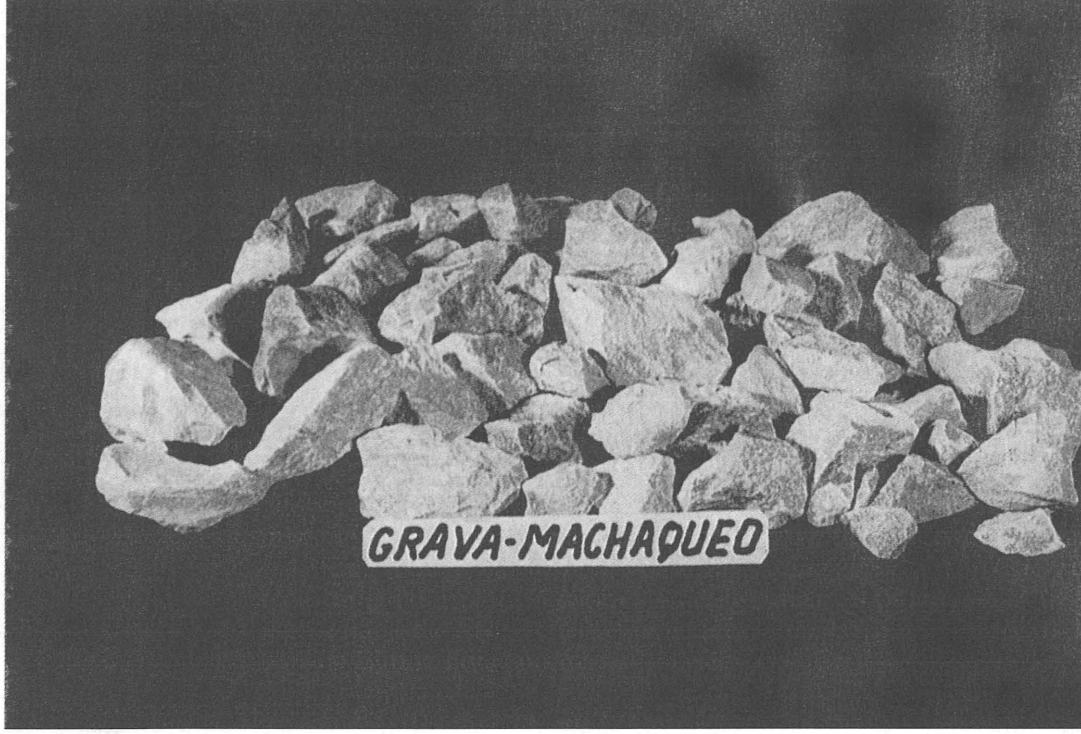


Fig. 6.2. Grava de machaqueo.

3. Tamaño

Por su diámetro, se clasifican los áridos en dos categorías:

árido fino ... ... arenas < 5 mm

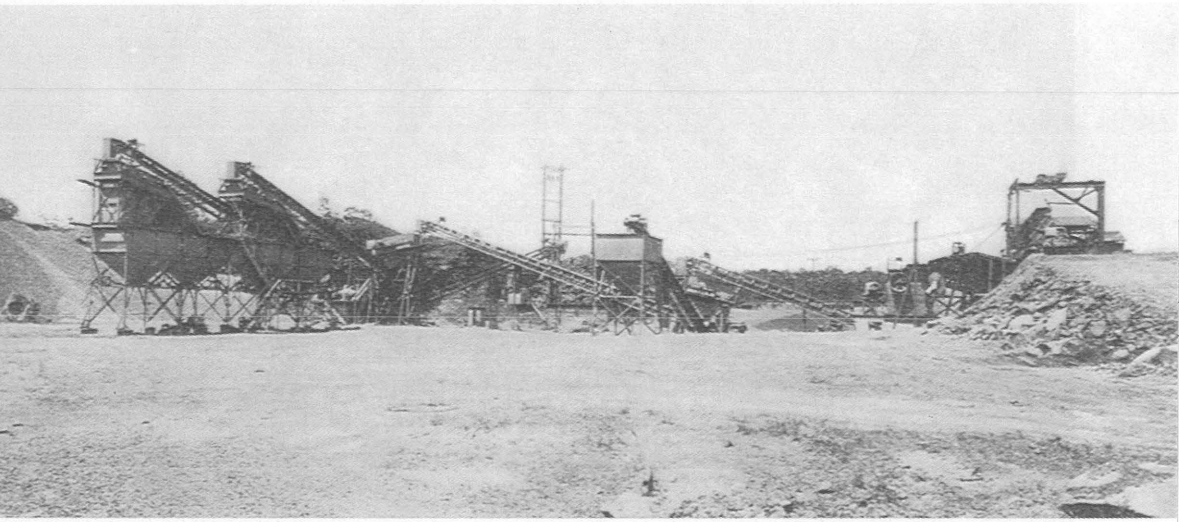
árido grueso ... ... gravillas y gravas $\geqslant 5$ mm

¿Cuál es el tamaño máximo ideal?... Evidentemente, cuanto mayor es el diámetro máximo empleado, más fácilmente se consiguen hormigones resistentes y económicos, por la misma razón ya señalada de precisar menor cantidad de agua para mojar la superficie del árido. No hay que olvidar que esta necesidad de que la pasta moje perfectamente a todas las superficies de todos los áridos es fundamental para conseguir la adherencia y el comportamiento monolítico del conjunto.

Las limitaciones que deben imponerse al diámetro máximo son las siguientes:

A. *Para que pase entre las armaduras que tamizan su vertido*

1. Todos los áridos pasarán por tamices cuya abertura de malla sea los 5/3 de la distancia libre entre armaduras.
2. La retención sobre tamices de abertura mitad de los reseñados anteriormente no será superior al 15 %.



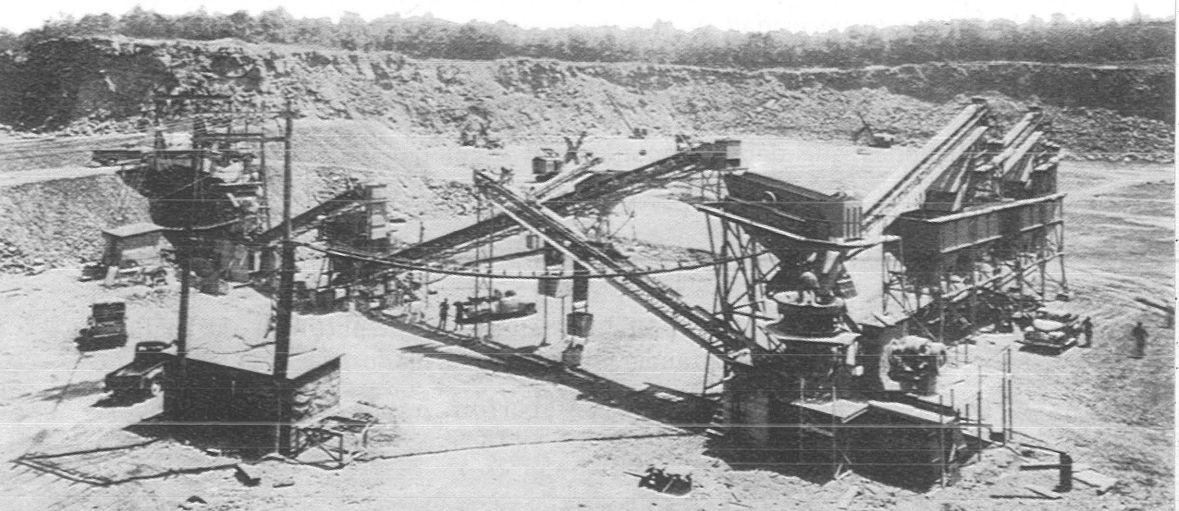
Figs. 6.3 y 6.4. Central de preparación y clasificación de áridos de machaqueo.

B. *Para evitar el efecto pared*

1. No existirá más del 15 % de áridos de dimensión mayor a la cuarta parte de la menor dimensión de la pieza.

4. Impurezas

No basta que los áridos sean de naturaleza adecuada, sino que es preciso además que no contengan impurezas perjudiciales en contenidos superiores a los tolerables.



¿Cuáles son las sustancias perjudiciales que no deben tener los áridos?... Se clasifican en dos grupos según que su acción sea el impedir la adherencia con la pasta o reaccionar con ella modificando su fraguado.

Las sustancias que impiden la adherencia y su contenido admisible son las siguientes:

	Arena	Grava
1. Terrones de arcilla	1 %	0,25 %
2. Finos (arcilla, limo), tamiz $\leqslant$ 0,08	5 %	1 %
3. Material que flota en un líquido de peso específico 2 (carbón, lignito, madera...)	0,5 %	1 %

Las sustancias que pueden reaccionar con el cemento o modificar su fraguado son las siguientes:

1. Los silicatos inestables y compuestos ferrosos si se emplean escorias siderúrgicas.

2. La materia orgánica (azúcar, grasa...) en cantidad tal que produzca coloración más oscura que la sustancia patrón.

3. Componentes de azufre expresados en $SO_4^=$ ($< 1{,}2$ %).

4. Las piritas, por su contenido en S y compuestos ferrosos.

5. No experimentar pérdida de peso superior al 12 % (o al 18 %) después de 5 ciclos de tratamiento con solución de sulfato sódico (o sulfato magnésico) (Resistencia frente a la helada).

6. No presentar reactividad potencial con los álcalis del cemento. Realizado el análisis químico de la concentración de SiO_2, y de la reducción de la alcalinidad R, el árido será considerado potencialmente reactivo si:

$$SiO_2 > R, \quad \text{cuando} \quad R > 70$$
$$SiO_2 > 35 + 0{,}5\,R, \quad \text{cuando} \quad R < 70$$

7. En el caso de empleo del hormigón en construcciones sometidas a efecto de abrasión, como pavimentos de carretera, toma especial importancia la realización del ensayo en la máquina de «Los Angeles».

El lavado del árido, por simple regado, favorece la eliminación de gran parte de estas sustancias (finos y sustancias solubles), y es aconsejable en cuanto se sospeche la presencia de alguna de ellas.

5. Origen

Desde el punto de vista de su procedencia, los áridos de rocas naturales —ARIDOS NATURALES— pueden ser: DE PLAYA, DE RIO, DE MINA o de MACHAQUEO.

Los áridos procedentes de PLAYA pueden generalmente emplearse para la confección de morteros y hormigones, pero es recomendable su lavado previo, y evitar la presencia de algas y restos de flora o fauna marina. Los áridos tomados del fondo del mar tienen menor salinidad que los de playa, por lo que deben preferirse siempre que sea fácil su extracción.

Normalmente, en Madrid, se habla de áridos de RIO como áridos lavados, desprovistos de arcilla, pero esto sólo ocurre en la parte alta de los ríos, ya que junto a las desembocaduras los áridos de río están sucios de arcilla o limo. Son los áridos más empleados por estar generalmente desprovistos de sustancias nocivas, salvo en las zonas industriales con desagües que puedan contaminar las aguas.

Los áridos DE MINA constituyen grandes bancadas formadas por arrastres antiguos, y que generalmente ofrecen ligeros contenidos de arcilla fácilmente eliminables por simple regado.

Los áridos DE MACHAQUEO permiten la obtención artificial de los áridos angulosos, del diámetro deseado, pero que deben también lavarse por la gran cantidad de polvo que se produce durante el proceso de trituración. Y debe cuidarse de no emplear rocas profundas que puedan alterarse por simple meteorización.

Junto a estos ARIDOS NATURALES cada día aparecen nuevos productos en el mercado que proporcionan ARIDOS ARTIFICIALES de propiedades singulares tales como ligereza, comportamiento térmico, desgaste, etc.

6. Granulometría

En todo árido juega un importante papel el tamaño de sus granos y la proporción en que interviene cada uno de ellos —GRANULOMETRIA—, ya que de ella depende su volumen de huecos. Cuanto menor es su volumen de huecos, más *compacto* es el árido y más ECONOMICO es el hormigón, ya que se precisa menor cantidad de pasta para rellenarlos, a la vez que el hormigón resulta más RESISTENTE, propiedades ambas que justifican el detallado estudio de la granulometría de los áridos.

El estudio granulométrico de un árido se basa en relacionar los pesos de los granos que tienen el mismo tamaño. Para ello se hace pasar el árido por una serie de tamices en el que cada tamiz tiene una abertura de malla mitad de la que tiene el tamiz anterior, obteniéndose por simple pesada de las cantidades retenidas en cada tamiz las RETENCIONES

PARCIALES. Pasados estos datos a tantos por ciento, se obtienen las RETENCIONES TOTALES y los INDICES DE PASO del siguiente modo:

$$\text{RETENCION PARCIAL } r_i = \frac{\text{RETENCION PARCIAL EN g} \times 100}{\Sigma \text{ RETENCIONES PARCIALES en g}}$$

$$\text{RETENCION TOTAL } t_i = \Sigma \text{ RETENCIONES PARCIALES } \varnothing > \varnothing_i$$

$$\text{INDICE DE PASO } p_i = 100 - \text{RETENCION TOTAL } t_i$$

Tomando los valores de los INDICES DE PASO como ordenadas y los diámetros como abscisas, se obtiene la CURVA GRANULOMETRICA DEL ARIDO, cuyo «módulo de finura» o «módulo granulométrico» según la definición de Abrams, es:

$$M_A = \frac{\Sigma \text{ RETENCIONES TOTALES}}{100} = \Sigma \frac{t_i}{100}$$

siempre y cuando la serie de tamices utilizada sea la normalizada.

Leyes granulométricas

¿Cómo debe ser la granulometría de los áridos?... Dependerá del tipo de hormigón a confeccionar, pero como reglas generales se pueden señalar:

1. Los áridos monogranulares, es decir de tamaño uniforme, son los menos compactos y los que tienen, por lo tanto, mayor volumen de huecos. Y cuanto más fino es el árido más huecos tiene (partiendo de una piedra gorda, cuanto más se la tritura va ocupando más volumen y teniendo menor densidad aparente el conjunto).
2. Cuando el árido está definido por granos de diferente tamaño, los estudios de FERET demostraron que el mínimo volumen de huecos se obtiene por mezcla de granos gruesos y finos, con ausencia de medianos (fig. 6.5).
3. Los estudios de FULLER señalan que los hormigones más resistentes se obtienen con áridos cuya CURVA GRANULOMETRICA responde a la ecuación

$$p_i = 100 \sqrt{\frac{\varnothing_i}{\varnothing_{max}}}$$

siendo su representación gráfica la CURVA IDEAL DE FULLER, cuya forma más empleada corresponde a la PARABOLA DE GESSNER (fig. 6.6).

4. Para obtener hormigones de alta resistencia es preciso emplear áridos con arenas de granulometría muy cuidada (no monogranular).

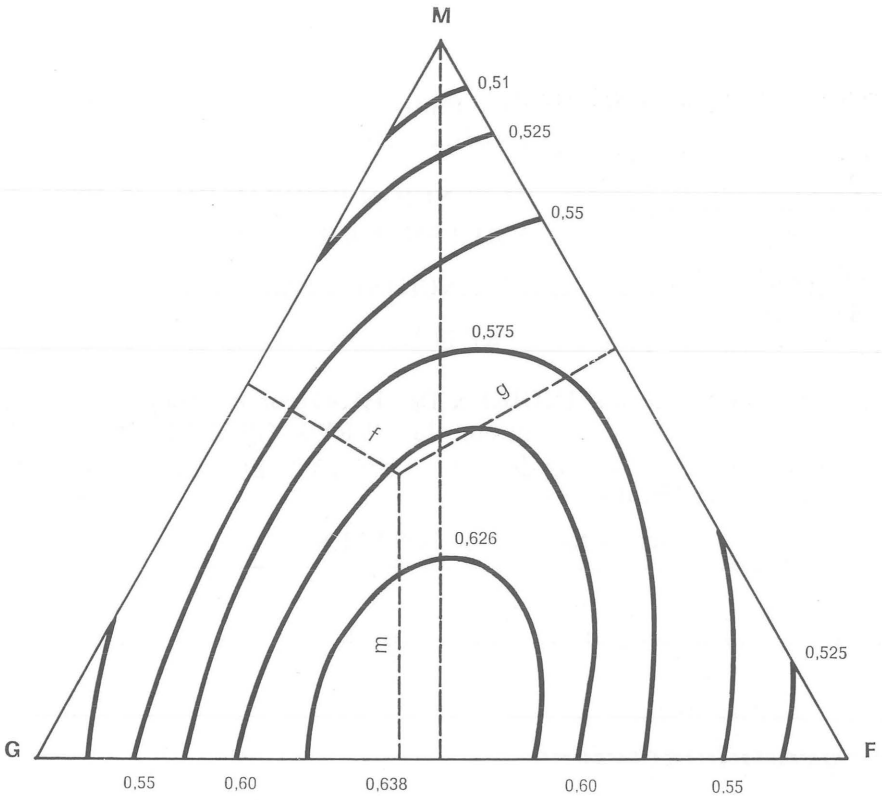


Fig. 6.5. Representación gráfica de las leyes de Feret, mostrando las líneas de igual compacidad, en la mezcla de granos: G = gruesos; M = medianos, y F = finos.

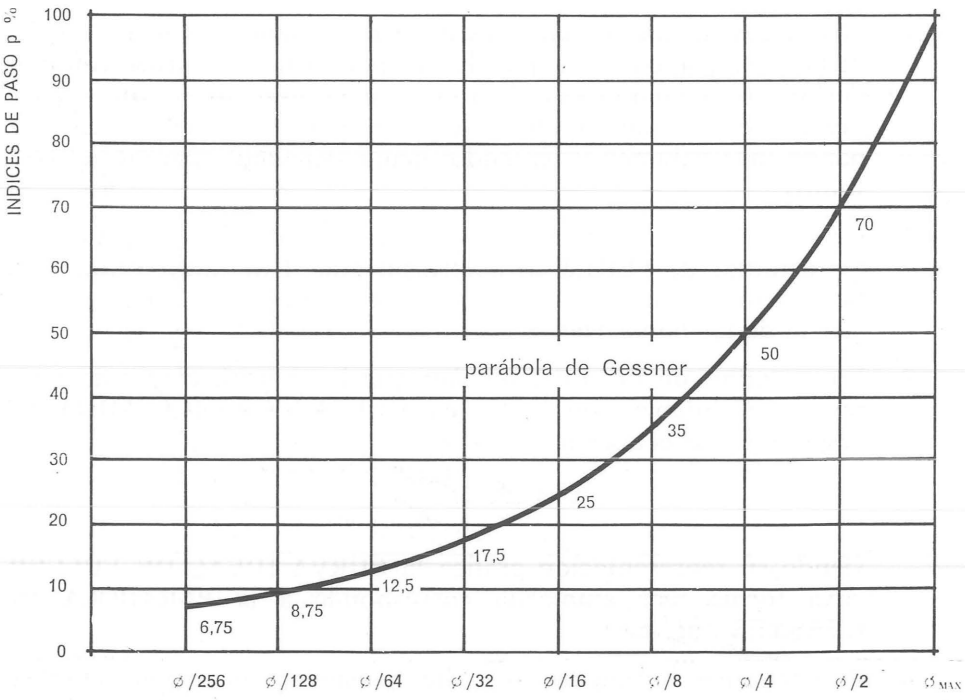


Fig. 6.6. Representación gráfica de la curva ideal de Fuller en su forma más clásica: PARAPOLA DE GESSNER.

Composición granulométrica

La composición granulométrica de un árido puede responder a uno cualquiera de estos tipos (fig. 6.7):

1. CONTINUA.
2. DISCONTINUA.
3. SEMI-CONTINUA.
4. INTERFERIDA.

En la GRANULOMETRIA CONTINUA el árido produce retenciones en todos los tamices, es decir, que existen granos de todos los tamaños y, del mismo modo que en el árido ideal de Fuller, hay mayor peso de los granos de mayor diámetro. Esto hace que su gráfica sea una curva que va ganando pendiente conforme va aumentando el diámetro (técnica americana).

En la GRANULOMETRIA DISCONTINUA hay ausencia de granos intermedios, por lo que aparecen en la gráfica escalones horizontales en las zonas correspondientes a dichos tamaños de granos. Sus razones de empleo se basan en los estudios de FERET, tratando de obtener áridos con el menor volumen de huecos, que conducen a hormigones más compactos, si los escalones corresponden a tamaños adecuados (técnica inglesa).

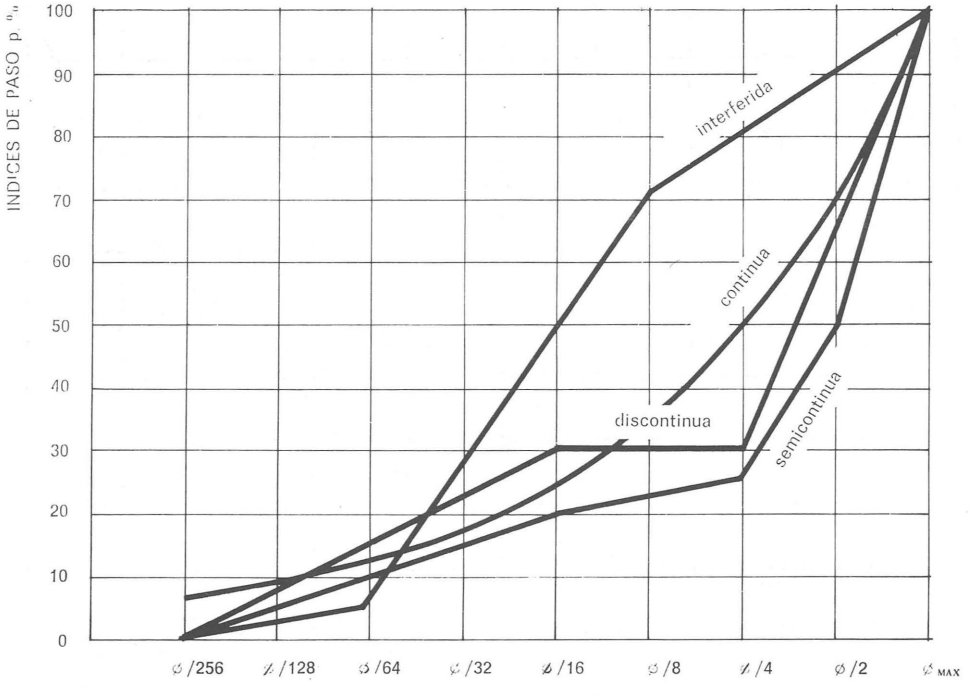


Fig. 6.7. Diferentes tipos de composiciones granulométricas.

En la GRANULOMETRIA SEMICONTINUA los tramos intermedios correspondientes en la gráfica a granos intermedios no son totalmente horizontales, porque sí existen dichos granos, pero en proporciones reducidas (técnicas francesa y alemana).

En las GRANULOMETRIAS INTERFERIDAS existe exceso de granos intermedios, por lo que sus gráficas acusan mayores pendientes en su zona central que en las extremas. Son los áridos menos adecuados para hacer un hormigón resistente, dadas sus reducidas compacidades.

¿Qué tipo de granulometría se debe preferir?... Las GRANULOMETRIAS CONTINUAS permiten obtener hormigones más uniformes y menos sensibles a los cambios de dosificación. Pero evidentemente ni son los más compactos ni los más económicos, ya que no es cierto el que cada grano ocupa los huecos que forman los granos de diámetros superiores. En la realidad, cada grano está totalmente rodeado de una película de granos finos y lechada, y la ausencia de granos intermedios exige el empleo de menos lechada no sólo porque hay menos huecos, sino también porque hay menos superficie que mojar. Las GRANULOMETRIAS DISCONTINUAS permiten obtener hormigones más compactos, y más económicos; pero sus hormigones son más sensibles a las variaciones de dosificación o relación agua/cemento, por lo que exige un mejor control de fabricación. Por el contrario, el control de su granulometría es mucho más simple que el de las granulometrías continuas.

Su aplicación es indicada para hormigones secos o seco-plásticos haciendo que la menor dimensión de la grava sea mayor que cuatro veces el diámetro mayor de la arena.

Las GRANULOMETRIAS SEMICONTINUAS son las ideales para obras corrientes de control no muy exigente, ya que junto a sus buenas cualidades resistentes y económicas unen una sensibilidad menos acusada frente a las relaciones agua/cemento o de granulometría.

Las GRANULOMETRIAS INTERFERIDAS no deben emplearse en la confección de hormigones resistentes. Su caso extremo lo constituyen los áridos monogranulares, con los que se obtienen los «hormigones sin finos» de casi nulo valor resistente.

La técnica alemana es la primera en aceptar esta posibilidad de señalar distintas soluciones como posibles y aceptables. Y así, en la figura 6.8 se señalan las zonas de clasificación de las distintas granulometrías, que permiten clasificar un árido en función de su curva granulométrica en: FAVORABLE, TOLERABLE o DESFAVORABLE.

Proyecto de mezclas

Normalmente, los áridos llegan a obra separados por diámetros, en tres grandes grupos: arenas, gravillas y gravas, presentándose el problema de señalar las proporciones en que deben mezclarse. Para resolver este problema pueden emplearse tres métodos:

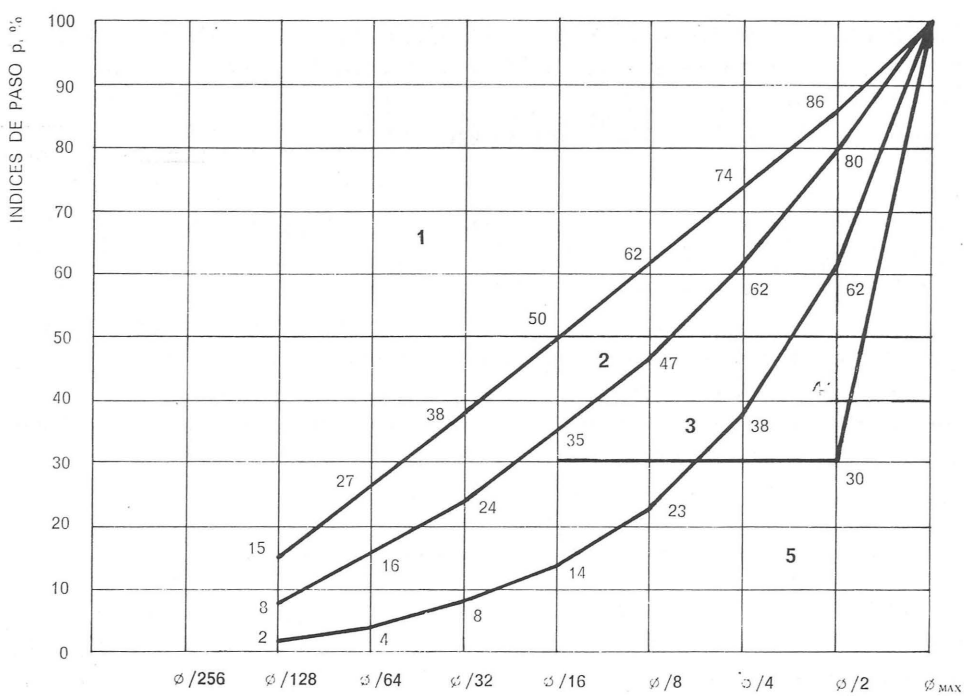


Fig. 6.8. Zonas de calificación de las distintas granulometrías: 1 y 5 = desfavorable; 2 = tolerable; 3 y 4 = favorable.

1. Método matemático

Consiste en determinar los módulos de finura de cada uno de los áridos y establecer que sus mezclas tengan como módulo de finura el ideal de la ley Fuller.

Para ello se utiliza una serie de base de diez tamices, generalmente a partir del D-80, con lo que el módulo de finura ideal en función del diámetro máximo viene dado en el siguiente cuadro:

Diámetros máximos	Módulo de finura
Tamiz 10, $\varnothing_{max}$ 80 mm	6,70
Tamiz 9, $\varnothing_{max}$ 40 mm	5,75
Tamiz 8, $\varnothing_{max}$ 20 mm	4,81
Tamiz 7, $\varnothing_{max}$ 10 mm	3,90
Tamiz 6, $\varnothing_{max}$ 5 mm	3,02
Tamiz 5, $\varnothing_{max}$ 2,50 mm	2,20
Tamiz 4, $\varnothing_{max}$ 1,25 mm	1,45
Tamiz 3, $\varnothing_{max}$ 0,63 mm	0,80
Tamiz 2, $\varnothing_{max}$ 0,32 mm	0,30
Tamiz 1, $\varnothing_{max}$ 0,16 mm	0,00

En el caso de ser dos el número de áridos a mezclar las ecuaciones a plantear, tantas como incógnitas, son las siguientes:

$$100\,M_i = G\,M_G + A\,M_A$$
$$G + A = 100$$

expresiones en las que M_i, M_G y M_A son los módulos de finura de la mezcla ideal, de la grava y de la arena, mientras que G y A son las cantidades de grava y arena en tanto por ciento.

Si son tres o más áridos, el problema se resuelve con los dos de menor diámetro; después se procede a mezclar los ya obtenidos con el diámetro siguiente y así sucesivamente. Por ejemplo, con tres diámetros se obtendrían las siguientes ecuaciones:

$$100\,M_{i\,1} = g\,M_g + A\,M_A$$
$$100\,M_{i\,2} = G\,M_G + g\,M_g + A\,M_A$$
$$100 = G + g + A$$

ecuaciones en las que $M_{i\,1}$ es el módulo de finura ideal correspondiente al diámetro de la gravilla y $M_{i\,2}$ el correspondiente al diámetro de la grava.

2. Método experimental

Los numerosos ensayos realizados en laboratorio acusan que los hormigones de máxima resistencia se obtienen con áridos cuya granulometría se consigue a partir del módulo de finura de la arena, de acuerdo con el siguiente método operatorio.

Determinado el módulo de finura del árido fino, se calculan las mezclas binarias de éste con otros, mediante el empleo del ábaco de la figura 6.5.

Así se obtienen:

$t_{a\,1}$ = porcentaje de arena con el árido más fino.
$t_{a\,2}$ = porcentaje de arena con el árido más inmediato.
. » » »
. » » »
. » » »
$t_{a\,n}$ = porcentaje de arena con el árido más grueso.

y en función de estos valores:

Porcentaje de arena: $t_a = t_{a\,n}$.

Porcentaje del árido i: $t_i = t_{a\,n}\,\dfrac{100 - t_{a\,n}}{t_{a\,i}} - (t_1 + t_2 + t_{i-1})$.

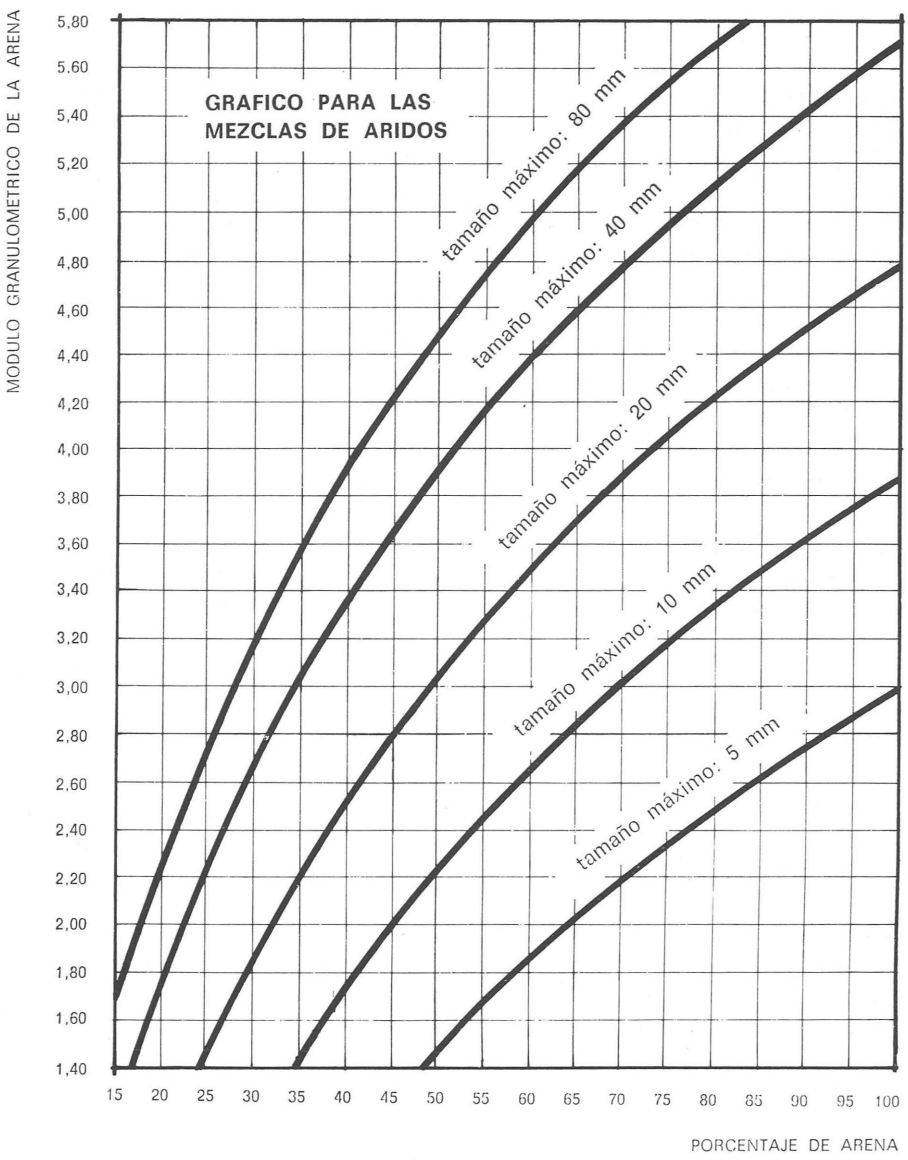


Fig. 6.9. Abaco para la determinación de la proporción de mezclas arena y grava.

Fórmulas que para el caso corriente de tres tipos de árido (arena, gravilla y grava) toman la siguiente forma:

Arena: $t_a = t_{a\,2}$.

Gravilla: $t_1 = t_2 \dfrac{100 - t_{a\,2}}{t_{a\,1}}$.

Grava: $t_2 = t_{a\,2} \dfrac{100 - t_{a\,2}}{t_{a\,2}} - t_1 = 100 - (t_{a\,2} + t_1)$.

Correcciones

Estas correcciones se aplicarán después de haber calculado el tanto por ciento de la mezcla de todos los áridos, que corresponden a cada uno de ellos, para las condiciones ya citadas.

Hormigón vibrado. Se aumentará el árido más grueso en un 4 %. El aumento se restará de los demás áridos, distribuyéndolo en partes proporcionales a sus tantos por ciento.

Hormigón sin armar. Se aumentará el árido más grueso en un 3 %, que se restará de los demás como antes.

Aridos machacados. Se aumentará el árido más fino en un 4 %, que se restará de los demás en la forma ya indicada.

Hormigón normal. Dado que el volumen de las burbujas de aire ocluido ocupan un volumen total de 40 *l*, debe reducirse este valor del volumen real de la arena.

Hormigones aireados. El mayor volumen que ocupan las pequeñas burbujas de aire (u otro gas) debe ser tenido en cuenta para restarlo del volumen real de la arena.

3. Método práctico

Normalmente, en obras de edificación, se recurre a soluciones simples que permiten obtener granulometrías aceptables sin control riguroso. Así, las normas inglesas fijan hormigones tipo de sólo grava y arena, mezclados de acuerdo con la sencilla y efectiva regla de:

2 GRAVA + 1 ARENA .

Y siguiendo este criterio es corriente en manuales recomendar una dosificación en volumen que, debidamente tabulada, señala al mismo tiempo, aproximadamente, los kilos de cemento por m^3 de hormigón, tal como ésta:

CEMENTO	ARENA	GRAVA	kg/m^3 CEMENTO
1	1,25	2,50	400
1	1,33	2,66	350
1	1,50	3	300
1	2	4	250
1	3	4	200
1	4	8	150

y aunque puedan chocar estos valores, la verdad es que son bastante ajustados a la realidad, pero del lado de la seguridad, siempre que las medidas, por ser en volumen, se hagan en recipientes de poca sección y mucha altura, y que se opere siempre con medidas de recipientes completos, ya que los valores anteriores, no enteros, son equivalentes a:

CEMENTO	ARENA	GRAVA	kg/m³ CEMENTO
4	5	10	400
3	4	8	350
2	3	6	300
1	2	4	250
1	3	6	200
1	4	8	150

Basta representar la curva granulométrica de estas mezclas para apreciar su buena composición, siempre que el árido fino no sea monogranular y que el menor diámetro de la grava sea superior a cuatro veces el diámetro mayor de la arena.

* * *

Cuando en obra se dispone de áridos clasificados por tamaños, bien porque el mercado los ofrezca en estas condiciones, o porque se tamicen en obra por medio de un tromel, la composición granulométrica adecuada es muy fácil de elegir por simple fijación voluntaria de su curva granulométrica.

Por el contrario, cuando se trata de emplear una zahorra es preciso estudiar su composición y efectuar las correcciones precisas por cribado para quitarle los granos del diámetro que sobren, o por adición de los granos del diámetro que falten.

Ejercicio

Dadas las retenciones parciales, en gramos, de una arena, una gravilla y una grava, determinar en qué proporción deben mezclarse:

ARENA

Tamiz ø 2,50 ... ... 600 gr
Tamiz ø 1,25 ... ... 400 »
Tamiz ø 0,64 ... ... 200 »
Tamiz ø 0,32 ... ... 100 »
Tamiz ø 0,16 ... ... 100 »

GRAVILLA:

Tamiz ø 10 ... ... 600 gr
Tamiz ø 5 ... ... 400 »

GRAVA:

Tamiz 40 ... ... 300 gr
Tamiz 20 ... ... 200 »

1. Método matemático

2.1. *Determinación de los módulos de finura de los áridos*

ARENA

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (gr)	100	100	200	400	600	0	0	0	0	0	1.400
Retención parcial (%)	7	7	14	29	43	0	0	0	0	0	100
Retención total	100	93	86	72	43	0	0	0	0	0	394
Indice de paso	0	7	14	28	57	100	100	100	100	100	—

Módulo de finura = 3,94

GRAVILLA

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (gr)	0	0	0	0	0	400	600	0	0	0	1.000
Retención parcial (%)	0	0	0	0	0	40	60	0	0	0	100
Retención total	100	100	100	100	100	100	60	0	0	0	660
Indice de paso	0	0	0	0	0	0	40	100	100	100	—

Módulo de finura $M_2 = 6,60$

GRAVA

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (gr)	0	0	0	0	0	0	0	200	300	0	500
Retención parcial (%)	0	0	0	0	0	0	0	40	60	0	100
Retención total	100	100	100	100	100	100	100	100	60	0	860
Indice de paso	0	0	0	0	0	0	0	0	40	100	—

Módulo de finura $M_3 = 8,60$

2.2. *Planteamiento de las ecuaciones*

DATOS	INCOGNITAS
$M_1 = 3,94$	Arena $t_1 - \varnothing_{max} = 5$
$M_2 = 6,60$	Gravilla $t_2 - \varnothing_{max} = 20$
$M_3 = 8,60$	Grava $t_3 - \varnothing_{max} = 80$

ECUACIONES

$$t_1 + t_2 + t_3 = 100 \qquad t_1 + t_2 + t_3 = 100$$

$$M_{ideal} = \frac{M_1 t_1 + M_2 t_2 + M_3 t_3}{t_1 + t_2 + t_3} \qquad 4{,}81 = \frac{3{,}94\, t_1 + 6{,}60\, t_2 + 8{,}60\, t_3}{t_1 + t_2 + t_3}$$

$$M_{ideal} = \frac{M_1 t_1 + M_2 t_2}{t_1 + t_2} \qquad 6{,}70 = \frac{3{,}94\, t_1 + 6{,}60\, t_2}{t_1 + t_2}$$

SOLUCION

ARENA	$t_1 = 33$ %
GRAVILLA	$t_2 = 16{,}5$ %
GRAVA	$t_3 = 50{,}5$ %

ARIDO CORREGIDO

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (%)	2,3	2,3	4,6	9	14,8	6,5	10	20	30,5	0	100
Retención total	100	97,7	95,4	90,8	81,8	67,0	60,5	50,5	30,5	0	674
Indice de paso	0	2,3	4,6	9,2	18,2	3,3	39,5	49,5	69,5	100	—

Módulo de finura = 6,742

2. Método experimental

DATOS

ARENA	módulo de finura, $M_1 = 3{,}94$
GRAVILLA	$\varnothing_{max} = 20$ mm
GRAVA	$\varnothing_{max} = 80$ mm

En el ábaco (fig. 6.9) se calcula:

1. Mezcla de arena y gravilla, entrando con $M_1 = 3{,}94$ y $\varnothing_{max} = 20$ mm, resulta $t_{a_1} = 70$ %.
2. Mezcla de arena y grava, entrando con $M_1 = 3{,}94$ y $\varnothing_{max} = 20$ mm, resulta $t_{a_2} = 40$ %.

ARENA: $t_{a_n} = t_{a_2} = 40$ %.

GRAVILLA: $t_1 = t_{a_2} \dfrac{100 - t_{a_1}}{t_{a_1}} = 40 \dfrac{100 - 70}{70} = 17$ %.

GRAVA: $t_2 = t_{a_2} \dfrac{100 - t_{a_2}}{t_{a_2}} - t_1 = 40 \dfrac{100 - 40}{40} = 43$ %.

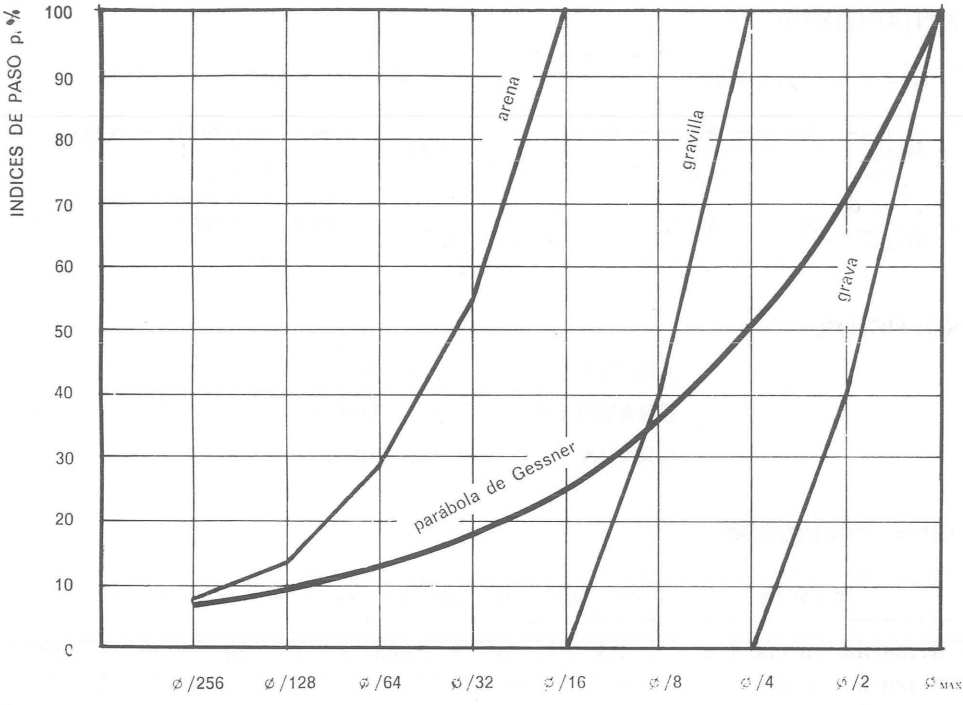


Fig. 6.10. Curvas granulométricas de la arena, gravilla y grava.

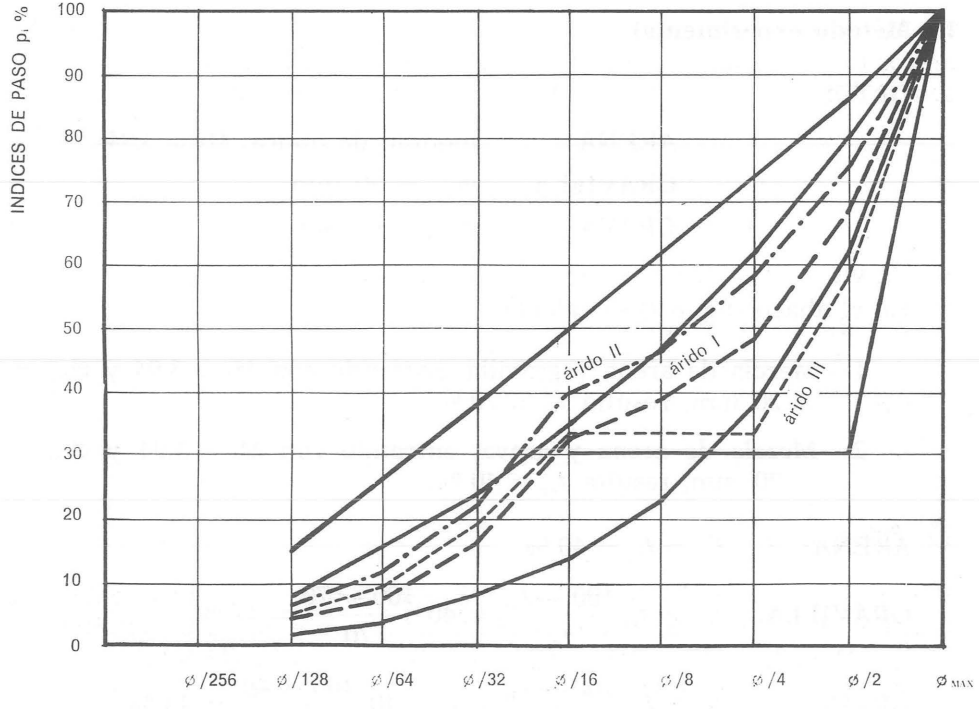


Fig. 6.11. Curvas granulométricas de los áridos mezclados.

ARIDO CORREGIDO II

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (%)	2,8	2,8	5,6	11,6	17,2	6,8	10,2	17,2	25,8	0	100
Retención total	100	97,2	94,4	88,8	77,2	60,0	53,2	43,0	25,8	0	639,6
Indice de paso	0	2,8	5,6	11,2	22,8	40,0	46,8	57,0	74,2	100	—

Módulo de finura = 6,396

3. Método práctico

SOLUCION: 2 GRAVA + 1 ARENA (ninguna gravilla).

ARENA: 33,33 %
GRAVA: 66,66 %

ARIDO CORREGIDO III

TAMIZ	0,16	0,32	0,64	1,25	2,50	5	10	20	40	80	Σ
Retención parcial (%)	2,3	2,3	4,6	9,6	14,3	0	0	26,6	40	0	-00
Retención total	99,7	97,4	95,1	90,5	80,9	66,6	66,6	66,6	40	0	663,4
Indice de paso	0,3	2,6	4,9	9,5	19,1	33,4	33,4	33,4	60	100	-00

Módulo de finura = 6,634

En la figura 6.10 están representadas las curvas granulométricas de los áridos (arena, gravilla y grava) por separado. Y en la figura 6.11 se representan las correspondientes a los áridos corregidos por:

I. Método matemático;
II. Método experimental;
III. Método práctico,

y a la vista de dichas gráficas, está claro que:

A) El árido corregido I es correcto.
B) Al árido corregido II le sobra gravilla.
C) El árido corregido III es el más correcto.

Aridos especiales

Son aquellos áridos que permiten obtener hormigones de propiedades singulares, y entre los que cabe destacar los específicos de HORMIGONES LIGEROS, PESADOS, REFRACTARIOS, RESISTENTES AL ROZAMIENTO y FIBROSOS. Los más empleados son los reseñados a continuación:

1. Aridos para hormigones ligeros

Vermiculita	Silicato alumínico-ferro-magnesiano	150 kg/m³
Serrín	De madera	200 »
Perlita	Roca expandida	250 »
Escorias	Escoria dilatada	400 »
Arcillas	Arcillas dilatadas	500 »
Pómez	Roca volcánica	600 »
Pizarras	Pizarras expandidas	700 »

2. Aridos para hormigones pesados

Granalla	Fundición	7.800 kg/m³
Chatarra	Fe	7.800 »
Galena	SPb	7.600 »
Wolfram	$(Fe_1Mn)OWo_3$	7.500 »
Ferrofósforo	Fe_2SiO_2P	6.300 »
Magnetita	Fe_3O_4	5.100 »
Pirita	S_2Fe	5.000 »
Baritina	SO_4Ba	4.700 »
Arena zircón	$ZrSiO_4$	4.600 »
Limonita	$2Fe_2O_3 \cdot H_2O$	4.400 »
Hematite roja	Fe_2O_3	4.300 »
Corindón	Al_2O_3	4.000 »

3. Aridos para hormigones refractarios

Hasta 300°	Arenas y gravas ordinarias.
300° a 800°	Cascotes de ladrillo cerámico.
800° a 1.000°	Cascotes refractarios ordinarios.
1.000° a 1.200°	Cascotes refractarios con más del 25 % de alúmina.

4. Aridos para hormigones resistentes al rozamiento

Son los áridos empleados en la ejecución de la capa de rodadura de los firmes de hormigón, que obligatoriamente han de ser machacados, y con pérdida a la abrasión determinada de acuerdo con el método de ensayo de «Los Angeles» inferior al 50 %.

5. Aridos para hormigones fibrosos

Se emplean, normalmente, en el caso de hormigones prefabricados de alta resistencia a tracción. Los dos tipos de fibras más empleadas son: amianto o asbesto y fibras artificiales de vidrio o lana de roca.

7 agua

Calidad ✡ Cantidad ✡ Consistencia ✡ Concentración
Humedad de los áridos ✡ Riqueza ✡ Dosificación ✡ Ejercicio

Calidad

Como norma general, podrán ser utilizadas tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas sancionadas como aceptables por la práctica, es decir, aquellas que no han producido eflorescencias ni perturbaciones en los procesos de fraguado y endurecimiento.

Cuando no se poseen antecedentes de su utilización o en caso de duda, deberán analizarse las aguas, y salvo justificación especial de que no alteran perjudicialmente las propiedades exigibles al hormigón, deberán rechazarse:

1. Todas las ácidas que tengan un pH inferior a 5.
2. Las que posean sustancias solubles en proporción superior a 35 gramos/litro (35.000 p.p.m.).
3. Aquellas cuyo contenido en sulfatos, expresados en SO_4, rebase 1 g/litro (1.000 p.p.m.).
4. Las aguas en las que se aprecie la presencia de hidratos de carbono.
5. Las que contengan ion cloro en proporción a 6 g/litro (6.000 p.p.m.).
6. Las que contengan aceites, grasas o cualquier otra sustancia orgánica soluble en éter en cantidad igual o superior a 15 g/litro (15.000 p.p.m.).

En el caso de emplear CEMENTO ALUMINOSO (CA) tampoco podrán emplearse aguas con concentración de ion cloro superior a 0,5 g/litro (500 p.p.m.).

Cuando el conglomerante empleado sea CEMENTO PORTLAND RESISTENTE A LAS AGUAS SELENITOSAS (PAS) el contenido tolerable del ion SO_4 puede elevarse a 5 g/litro (5.000 p.p.m.).

Se admite la posibilidad de empleo de aguas fuertemente salinas o notablemente impuras. Pero la circunstancia de que, en algunos casos, la acción nociva del agua de amasado sólo se manifieste pasados algunos meses, hace que su estudio deba extenderse desde las primeras semanas, hasta pasado un año, observando, en dicho intervalo, tanto la posible aparición de eflorescencias como las resistencias obtenidas en comparación con la de otros hormigones de la misma composición amasados con agua destilada.

El agua de mar puede emplearse para el amasado de hormigones en masa, pero reduce los valores de sus resistencias en un 15 %; en los armados fomenta la corrosión de las armaduras; y, en general, tienen el inconveniente de dar eflorescencias y de retrasar los procesos de fraguado y endurecimiento.

Por ello, debe señalarse como regla práctica el doble criterio de emplear aguas que hayan sido sancionadas por la práctica o que sean potables, pese a que esta última condición no es ni necesaria ni suficiente. También puede adoptarse el criterio de aceptar aguas incoloras, inodoras e insípidas.

Cantidad

Pero dado que la mayor parte de las aguas sirven para hacer hormigón, más importancia aún que la CALIDAD del agua tiene su CANTIDAD, ya que de ella depende directamente la consistencia, la resistencia y la compacidad. Y así ocurre que la consistencia es función inversa de la cantidad de agua; la resistencia es función inversa de la relación agua/cemento y la compacidad, base de la impermeabilidad y durabilidad del hormigón es también función inversa de la relación agua/cemento. Se da, pues, la ley general de que: A MENOS, MAS; es decir cuanto «menos» agua, «más» resistencia, «más» consistencia y «más» durabilidad. Lo malo es que en obra la ley se invierte: A MAS, MENOS, porque a «más» agua, «menos» trabajo le cuesta al obrero colocarlo y, por comodidad, el obrero prefiere todo lo contrario que el técnico, con evidente perjuicio para la resistencia.

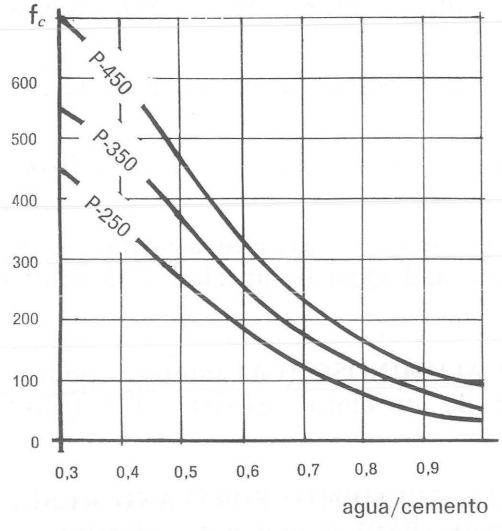


Fig. 7.1. Influencia de la relación agua/cemento en la resistencia.

En la figura 7.1 puede verse gráficamente la influencia de la cantidad de agua en la resistencia del hormigón.

Hay que ver la influencia de la cantidad de agua en la resistencia. Para ello se sigue recurriendo a la vieja fórmula de ABRAMS que relaciona resistencia media, relación agua/cemento y categoría de cemento:

$$f_{cm} = (Z - 0{,}5)/K_c \ ,$$

expresión en la que:

f_{cm} = resistencia media.
Z = concentración o inverso de la relación agua/cemento.
K = coeficiente, función de la categoría del cemento.

Pero hoy día los cálculos no se basan en el valor de la resistencia media, sino en el de la resistencia característica, por lo que hay que ligar ambos valores.

Para ello debe tenerse en cuenta que entre f_{cK} y f_{cm} intervienen los siguientes conceptos:

1. El COEFICIENTE DE VARIACION, que es función de la calidad de la ejecución.

2. La PROBABILIDAD PREFIJADA, que ligada al CONTROL DE OBRA viene expresada por el correspondiente ESTIMADOR K_N, que es función del número de ensayos.

Y para ligar todos ellos basta considerar que el valor MINIMO STANDARD, f_{cs}, es el menor valor medio de la serie de probetas en obra, que sirve para obtener el valor característico:

$$f_{cs} = f_{cm} - s = (1 - \delta) f_{cm} \quad ; \quad f_{cm} = \frac{f_{cs}}{1 - \delta} \ .$$

Pero como en función del control:

$$f_{cK} = K_N f_{cs} \quad ; \quad f_{cs} = f_{cN}/K_N \ ,$$

por lo que

$$f_{cN} = \frac{f_{cK}}{(1 - \delta) K_N} \ .$$

En esta expresión, δ, en función de la calidad de la ejecución, toma los valores de:

$\delta = 0{,}10$ para condiciones muy buenas.
$\delta = 0{,}15$ para condiciones buenas.
$\delta = 0{,}20$ para condiciones medias;

y K_N toma los valores reseñados en el capítulo de CONTROL, con la observación de que como los ENSAYOS CARACTERISTICOS se realizan sobre seis series de probetas, dicho valor no debe ser mayor que:

$K_N \geqslant 0{,}89$ para hormigones de hormigonera.
$K_N \geqslant 0{,}95$ para hormigones de central.

Aplicando dichos valores se obtienen los coeficientes K_M que relacionan la resistencia media y característica

$$f_{cm} = K_M \cdot f_{cK} \ ,$$

y que se reseñan en la tabla XIII del Apéndice.

Consistencia

La «consistencia» es la trabazón y coherencia de la masa de hormigón, que se mide mediante el ensayo de asiento, o de escurrimiento. Depende de la granulometría, forma y tamaño de los granos, cantidad de cemento, pero sobre todo de la cantidad de agua.

Se pueden considerar cinco tipos de consistencia: seca, plástica, blanda, fluida y líquida, cuyos asentamientos ya señalados, permiten fijar el asentamiento adecuado, en cm, y con las siguientes tolerancias:

Seca	0 cm
Plástica	$\pm$ 1 cm
Blanda	$\pm$ 1 cm
Fluida	$\pm$ 2 cm
Líquida	$\pm$ 3 cm

pero en ningún caso la aplicación de estas tolerancias permitirá la aceptación de un hormigón fluido con asiento superior a 15 cm.

Si se va a utilizar el picado con barra, las consistencias fluida y blanda son las adecuadas. Lo corriente es emplear la segunda; pero en las obras donde los encofrados no sean angostos se puede utilizar con éxito una consistencia plástica, y economizar algunos kilos de cemento.

Para vibrar, las consistencias seca y plástica son las que van mejor. La elección de una u otra depende de la eficacia del vibrador, de las características del encofrado y de la velocidad con que se quiera hacer la operación. Una consistencia intermedia entre las dos suele ser la que da mejores resultados.

El empleo de la consistencia líquida debe prohibirse siempre que se trate de obtener hormigones resistentes.

Los asientos en el cono de Abrams que corresponden a cada consistencia, así como las cantidades de agua, para cada una de ellas, según la

clase del árido y el tamaño máximo de la grava, figuran en la siguiente tabla:

LITROS DE AGUA POR METRO CUBICO DE HORMIGON

CONSISTENCIA DEL HORMIGON	ASIENTO — cm	GRAVA Y ARENA NATURAL			ARIDOS DE MACHAQUEO		
		80 mm	40 mm	20 mm	80 mm	40 mm	20 mm
Seca	0,2	135	155	175	155	175	195
Plástica	3-5	150	170	190	170	190	210
Blanda	6-9	165	185	205	185	205	225
Fluida	10-15	180	200	220	200	220	240

Como puede apreciarse claramente, se precisa tanta más agua y tanto más cemento, para una misma resistencia: cuanto menor es el diámetro máximo, cuanto menor en su consistencia, y cuanto más anguloso es el árido. Si para reducir la consistencia de un hormigón y mejorar su trabajabilidad sólo se le echa más agua, a la par se consigue estropearlo, pues baja sensiblemente su resistencia. Si, por el contrario, se les echa agua y cemento, en la relación adecuada a/c, no sólo se mejora su trabajabilidad, sino que su resistencia no varía, o aumenta.

Concentración

Se denomina «concentración» de una pasta, mortero u hormigón al inverso de la relación agua/cemento. Su valor es de gran interés, ya que juega un papel importante en la resistencia del hormigón.

La concentración necesaria en cada caso, sólo es posible determinarla con la aproximación necesaria mediante ensayos realizados con los materiales que se vayan a emplear en la obra; pero para establecer la dosificación inicial puede establecerse la siguiente fórmula:

$$Z_c = K \cdot f_{cm} + 0{,}5 \ ,$$

en la que:

Z = concentración;

f_{cm} = resistencia media en kp/cm² a 28 días, en probeta cilíndrica, que necesita tener el hormigón; y

K_c = un parámetro función del tipo de cemento, que toma los siguientes valores:

Categoría del conglomerante	TIPO DE ARIDO	
	Aridos rodados	Aridos de machaqueo
250	0,0072	0,0046
350	0,0054	0,0035
450	0,0045	0,0030
550	0,0041	0,0028

Humedad de los áridos

Un extremo sobre el que conviene llamar la atención es el de la humedad de los áridos, factor que puede tener gran importancia por producir bajas notables en la resistencia del hormigón. De emplear árido seco a emplearlo húmedo supone una adición de agua considerable que baja el valor de la concentración. Y efectivamente, un 2 % de humedad del árido (en 1 m^3 que pesa 1.800 kg) supone 36 litros más de agua. Este dato es importante para corregir debidamente la dosificación del agua en función del estado de sequedad del árido. Normalmente estas correcciones son del orden de $\pm$ 20 litros.

Pero además del exceso de agua, la humedad de los áridos produce otro efecto pernicioso, ya que la arena experimenta un aumento de volumen que se conoce con el nombre de ENTUMECIMIENTO.

Si, a partir de un determinado volumen de arena seca, se aumenta la humedad poco a poco, se va produciendo un aumento de volumen hasta llegar a un máximo, y decrecer después, llegando a ocupar el mismo volumen que al principio cuando la arena está totalmente empapada.

Este fenómeno es tanto más acentuado cuanto más fina es la arena, llegando a producirse incrementos de volumen del orden del 40 % con cantidades de agua del 8 al 9 % (fig. 7.2).

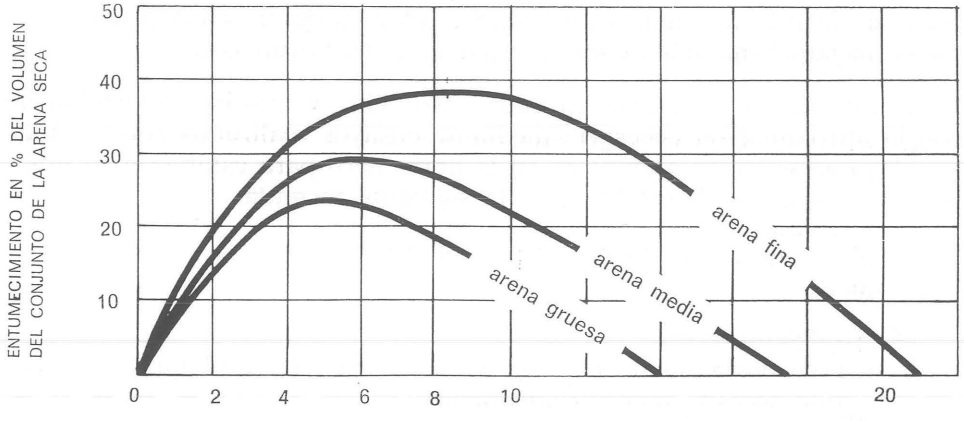


Fig. 7.2. Entumecimiento.

Los áridos mojados producen, pues, no sólo la alteración de la relación agua/cemento, sino también el que los hormigones con ellos confeccionados son pobres en finos, por efecto de entumecimiento, sobre todo si la dosificación se hace en volumen. Ello obliga a hacer las correcciones oportunas para llegar a obtener el hormigón de las características deseadas.

Riqueza

Hasta ahora se ha planteado la posibilidad de obtener la consistencia deseada a base de modificar exclusivamente la cantidad de agua. Pero puede ocurrir que una vez fijada una determinada dosificación se quiera modificar su consistencia final prevista. ¿Cómo proceder entonces?..., pues de un modo bien simple: añadiendo la cantidad de agua que se quiera, siempre que simultáneamente se añada la cantidad de cemento correspondiente para que no varíe la relación agua/cemento.

Con ello, lo que se hace es aumentar el valor de la RIQUEZA del hormigón, es decir, la relación cemento/árido. Pero esa mayor cantidad de cemento, como es lógico, produce una elevación de la resistencia del hormigón que empieza a ser efectiva con dosificaciones superiores a 300 kg/m^3, aunque dicho incremento de resistencia no es tenido en cuenta en la corrección de las fórmulas de dosificación que se han señalado.

Dosificación

Las operaciones que comprende el establecimiento de la dosificación de unos materiales dados, son esencialmente las siguientes:

1. Calcular, aproximadamente, la resistencia media que se necesita para que la resistencia característica obtenida después, en el transcurso de la ejecución de la obra, no baje, con una probabilidad razonable, del valor característico señalado en el proyecto.

2. Fijar la concentración que proporciona la resistencia media necesaria.

3. Determinar el tamaño máximo admisible para la grava, con arreglo a las dimensiones de los encofrados y a las luces entre armaduras.

4. Decidir la consistencia que debe tener el hormigón para colocarlo bien en la obra, y estimar, aproximadamente, la cantidad de agua que se necesita para alcanzarla.

5. Calcular la cantidad de cemento que hace falta para lograr la concentración prevista.

6. Fijar la proporción adecuada de cada uno de los áridos que se van a mezclar para obtener una granulometría que proporcione docilidad y compacidad al hormigón.

7. Calcular las cantidades que corresponden al m^3 de hormigón. Para ello habrá que tenerse en cuenta que el agua se evapora en parte, que es parcialmente absorbida por los áridos secos, y que

la pasta agua-cemento retrae notablemente. La contracción que experimenta el hormigón fresco por todas estas causas es del orden del 2,5 %. Por tanto, la suma de los volúmenes reales de todos los materiales (agua, cemento y áridos) debe ser igual a 1.025 litros, con el fin de poder obtener un metro cúbico de hormigón fraguado. De estos 1.025 litros hay que restar el volumen de agua de amasado, V_a, y el volumen del cemento (que es igual a su peso, P_c, dividido por su peso específico real 3,1).

8. Corregir la arena en función del exceso o defecto de cemento respecto a 300 kg/m^3, contenido de aire y forma de compactación.

Ejercicio

Preparar un hormigón de 260 kp/cm^2 de resistencia característica, de consistencia SECA; con los áridos del ejercicio del capítulo anterior; con una ejecución que proporciona una uniformidad del hormigón BUENA; y cemento P-350.

1. Resistencia media

La resistencia media en obra, medida sobre 8 series de probetas y con condiciones de ejecución buenas, deberá ser:

$$f_{cm} = 1{,}30\, f_{cK} = 338 \text{ kg/cm}^2 .$$

2. Concentración

$$Z = K \cdot f_{cm} + 0{,}5 = 0{,}0054 \times 338 + 0{,}5 = 2{,}32.$$

3. Tamaño máximo

La grava de 40 mm es dimensión inferior a los 5/6 de la separación de armaduras y al cuarto de la dimensión menor de la pieza.

4. Consistencia

Seca, con árido redondeado, $\varnothing_{max} = 80$, se precisan 135 litros de agua por m^3.

5. Cantidad de cemento

$$P_c = V_a \cdot Z = 135 \times 2{,}32 = 310 \text{ kg/m}^3.$$

6. Granulometría

De acuerdo con el ejercicio del capítulo anterior, se acepta el resultado obtenido por el método práctico de:

2 GRAVA + 1 ARENA.

7. Dosificación por metro cúbico

Volumen real del agua	135 litros
Volumen real del cemento 310/3,1	100 litros
Total	235 litros

Volumen real de los áridos = 1.025 — 235 = 790 litros

$$\text{ARENA} - \frac{3{,}33}{100} \times 790 = 260 \text{ litros}$$

$$\text{GRAVA} - \frac{6{,}66}{100} \times 790 = 520 \text{ litros.}$$

Dosificación en peso:

Agua	135 kg
Cemento	307 »
Arena = 260 × 2,65	689 »
Grava = 520 × 2,65	1.378 »

8. Correcciones

1. Por emplearse 310 kg de cemento habrá que quitar

$$\frac{310 - 300}{3{,}1} \times 2{,}65 = 8{,}5 \text{ kg de arena.}$$

2. Como el aire ocluido ocupa unos 40 litros, hay que quitar también 40 × 2,65 = 106 kg de arena.

3. Y por otro lado, dado que se trata de un hormigón de consistencia seca, y que su compactación debe hacerse por vibración, se aumentaría el árido grueso en un 4 %, con lo que la dosificación resultará:

Agua	135 kg
Cemento	310 »
Arena	520 »
Grava	1.423 »
Total	2.388 kg

9. Dosificación en volumen

La densidad aparente del cemento es 1,1; y la de los áridos 1,65, por lo que la dosificación en volumen es:

Agua	135 litros
Cemento 310/1,1	282 »
Arena 520/1,65	315 »
Grava 1.423/1,65	862 »

8 adiciones

Clasificación ✡ Modificadores de fraguado ✡ Plastificantes
Aireantes ✡ Impermeabilizantes ✡ Colorantes

Clasificación

Vistas las propiedades de los hormigones en función de sus componentes principales (cemento-áridos-agua), queda por considerar un cuarto producto constituido por las ADICIONES, que pese a su poca importancia, dada la pequeña cantidad con que se emplean, pueden modificar totalmente las propiedades del hormigón, para mejorarlo o empeorarlo.

Se pueden, pues, definir las adiciones, como productos de carácter secundario dentro de los componentes del hormigón que se añaden en cantidades inferiores al 10 % del peso de cemento, con misiones concretas, que permiten su clasificación en:

1. Modificadores de fraguado.
2. Plastificantes.
3. Aireantes.
4. Impermeabilizantes.
5. Colorantes.

Pero antes de pasar al estudio detallado de cada uno de estos grupos, conviene señalar las siguientes normas generales:

1. Siempre será preferible evitar el empleo de adiciones, recurriendo a materiales (cemento, áridos y agua), métodos de fabricación, puesta en obra y curado que conduzca a la obtención de las propiedades deseadas. Así, por ejemplo, una buena dosificación y un eficaz vibrado producen hormigones más impermeables que otro hormigón de control menos riguroso, por mucho impermeabilizante que se le eche.
2. Cuando las circunstancias particulares de cada caso fuercen al empleo de adiciones, nunca se emplearán sin ensayo previo, y sin un control riguroso de su dosificación. Como norma de carácter general, podrán utilizarse sólo las adiciones cuya utilización esté

normalizada tanto en lo que a la calidad del producto se refiere como a sus dosificaciones.

3. Pese a que la adición tenga una misión específica, hay que comprobar todos sus efectos, ya que aunque según algunas propagandas estas adiciones sirven para todo, hay que prever su efecto sobre ese todo. Así, por ejemplo, un colorante puede suponer una adición de finos inertes y el hormigón, además de cambiar de color, retiene mejor el agua (pero necesita más agua); es más compacto (pero tiene muchos más poros, aunque más pequeños) y, por lo tanto, más impermeable, pero es menos resistente y menos adherente. Y es que si no se llegaría al absurdo de que cuantas más cosas se le eche al hormigón distintas de cemento, árido y agua, mejor hormigón se obtiene, lo cual, evidentemente, no es cierto.

Modificadores de fraguado

Son productos de adición que pueden ejercer la función de inhibir, acelerar o retardar el fraguado o endurecimiento de las pastas, morteros u hormigones. Son productos de aplicación peligrosa, ya que hay que controlar, por un lado, su composición química, para prever su acción sobre los agentes activos del cemento durante el proceso de fraguado, y por otro su dosificación, ya que la adición debe realizarse en cantidades muy pequeñas y perfectamente controladas, dada la gran sensibilidad del hormigón frente a estos productos. Su empleo debe ser en sustancias solubles en agua, para que, una vez disueltas, su reparto en toda la masa sea uniforme.

Los «inhibidores» son sustancias que impiden el fraguado, por ejemplo, los azúcares, bórax, humus..., y algunos compuestos cálcicos solubles. Los camiones para el transporte de hormigones preamasados solían llevar sacos de azúcar para evitar el fraguado del hormigón si se les estropeaba el mecanismo de descarga.

Los «acelerantes» han sido hasta ahora los modificadores de fraguado más usados, ya que las inclemencias del tiempo en invierno ($t < 0°$), plazos de desencofrado, rapidez de puesta en carga..., fuerzan a exigir resistencias elevadas a edades tempranas del hormigón. Tienen el inconveniente de que hacen más violentas las reacciones de fraguado, con mayor carácter exotérmico y, por lo tanto, con mayores peligros de que se produzcan fisuraciones por retracción. Todos ellos se pueden reunir en tres grandes grupos:

1. Cloruros de: Ca, Na, Al, Fe y NH_4.

   El cloruro cálcico en escamas —Cl_2Ca— es el más empleado de todos los productos aceleradores y debe su eficacia, sobre todo durante el hormigonado en tiempo frío, a su gran poder exotérmico (fig. 8.1).

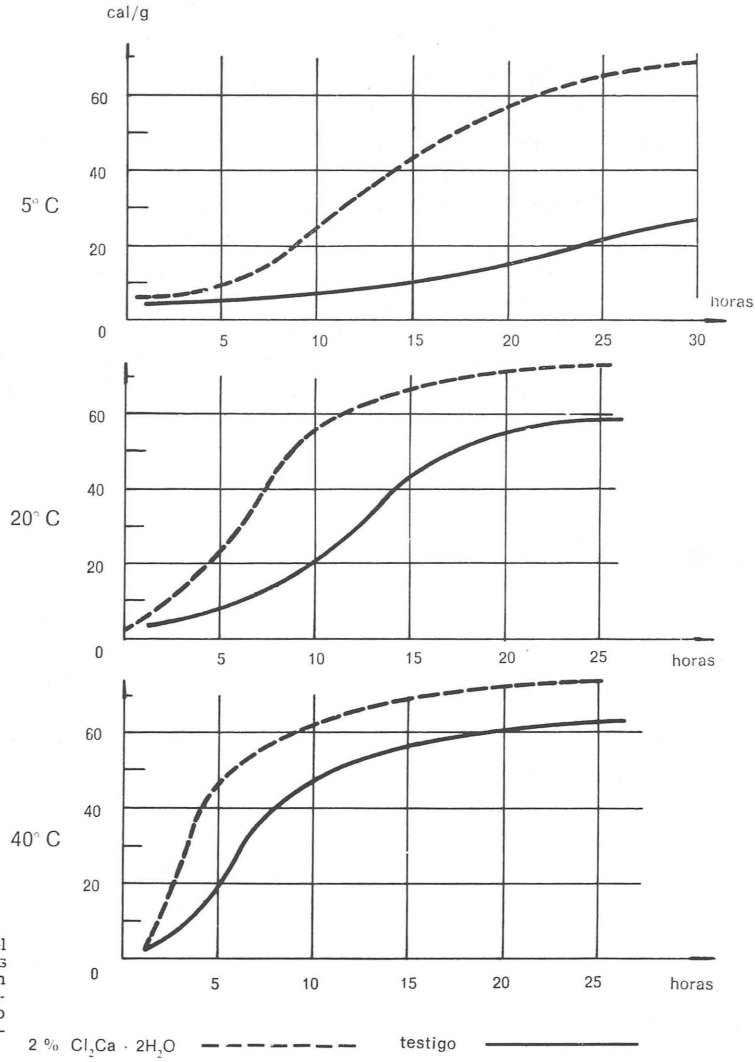


Fig. 8.1. Influencia del cloruro cálcico sobre los calores de hidratación a diferentes temperaturas (método del frasco —mortero 1/3 AFNOR— CPA 325).

El control de su dosificación debe ser muy riguroso, pues si se emplea en exceso, además de producir caídas de resistencia muy apreciables, puede llegar a producir el efecto contrario, haciendo de retardador. Su dosificación normal es del 2 % del peso de cemento, y debe añadirse disuelto en el agua de amasado, si los hormigones son secos, o mezclado con los áridos si el hormigón es más plástico. Suele dar eflorescencias.

Al igual que todos los productos de carácter ácido, no puede emplearse en hormigones pretensados por favorecer la corrosión, y debe evitarse su uso en hormigones armados por la misma razón. Este efecto perturbador tiende a paliarse con otro aditivo complemen-

tario —«inhibidores de la corrosión»—, entre los que se encuentran el cromato potásico, molibdato de sodio o potasio, benzoato sódico...

2. Sales alcalinas: sosa, potasa, amoníaco..., cuya facilidad de compra, por tratarse de productos comerciales de usos variados, les hacen ser las preferidas por albañiles en chapuzas y reparaciones.
3. Otros productos: nitrato o nitrito cálcico, ácido oxálico, fluosilicato de sodio.

Los «retardadores» son hoy día los modificadores de fraguado de uso más generalizado como consecuencia del desarrollo de las centrales de hormigonado y transporte del hormigón en cubas a larga distancia. Entre ellos cabe señalar:

1. Los lignosulfonatos de calcio, sódico y amónico, que a su vez son «aireantes».
2. Los ácidos hidroxicarboxílicos y sus sales, que a su vez son plastificantes retenedores de agua.
3. Los hidratos de carbono de fórmula general $C_n(H_2O)m$.
4. Los ácidos fosfórico, fluorhídrico, húmico...
5. Los fosfatos y fluoruros.
6. Los óxidos de zinc y de plomo.
7. Las sales de magnesio.

En general, todos estos retardadores desarrollan su misión, como consecuencia de reducir la solubilidad de los silicatos de cal, o colmatar la superficie de los granos de silicato, al recubrirlos con una película poco permeable.

Plastificantes

Son productos de adición cuya misión es el aumentar la «trabajabilidad» del hormigón, o sea, favorecer su puesta en obra. Ahora bien, esta meta puede alcanzarse por dos caminos distintos, según que se trate de «reductores de agua» o de «retenedores de agua».

Los aditivos, «reductores de agua», se caracterizan por exigir menor cantidad de agua para obtener una misma consistencia. El empleo, por tanto, de estos aditivos, permite reducir los valores de la relación agua/cemento en beneficio de una mayor resistencia. Los plastificantes de este tipo son de carácter emulsivo, es decir, producen la dispersión de las partículas de cemento en una cantidad reducida de agua. En gene-

ral, estos aditivos son productos orgánicos de moléculas muy complejas, que comportan:

a) una parte hidrófuga, formada por un núcleo bencénico y una larga cadena hidrocarbonada;

b) otra parte hidrófila, constituida por un grupo del tipo carbosilato o sulfonato;

sumándose a esas acciones un cierto carácter aireante de estas adiciones.

Entre ellos, los más empleados son:

1. Jabones de resina o de abietato alcalino, obtenidos por tratamiento de resina vegetal.
2. Lignosulfonato sódico o cálcico, subproducto de la fabricación de la pasta de papel.
3. Sulfonatos sintéticos.
4. Sal de hidrocarburo sulfonado, subproducto del tratamiento de los petróleos.

Estos aditivos «reductores de agua» no deben ser utilizados con hormigones que ya contengan agua en exceso. Son, por el contrario, tanto más eficaces cuanto más seco sea el hormigón y más baja la relación agua/cemento.

Puede emplearse con cementos portland, siderúrgicos y puzolánicos; sin embargo, en general, son más eficaces con cementos que contengan poco C_3A y pocos álcalis. Su dosificación suele ser del 0,2 al 0,5 % del peso de cemento, y se añaden por disolución previa en parte del agua de amasado.

* * *

Los aditivos «retenedores de agua», además de favorecer la trabajabilidad del hormigón, evitan la exudación pero fomentan la segregación y exigen el empleo de una mayor cantidad de agua para obtener una misma consistencia, con la consiguiente baja de la resistencia. Entre estos aditivos se pueden destacar los siguientes:

1. Finos: Kieselguhr, bentonita o arcilla coloidal, cal grasa, cenizas volantes, puzolanas...
2. Productos coloidales: alginato, caseína, fécula...
3. Acetatos de polivinilo y estearatos.
4. Aireantes (lignosulfonatos, abietato de calcio...).

Este tipo de aditivos, y sobre todo los finos inertes, debe emplearse con hormigones pobres en cemento (< 300 kg/m^3), ya que entonces aumentan su compacidad y su impermeabilidad, pero reducen su resistencia y su adherencia a las armaduras. Pero con hormigones ricos en cemento no deben emplearse nunca, ya que sus efectos son totalmente negativos.

Aireantes

Son productos que tienen por misión la creación de pequeñas burbujas de aire —o cualquier gas— en el hormigón. Llevan implícito su carácter de plastificantes retenedores de agua. Estas pequeñas burbujas, de 25 a 250 micras de diámetro, ejercen una función lubricante, en beneficio de la consistencia, a la vez que mejoran el corportamiento del hormigón frente a las heladas, por tratarse de burbujas inaccesibles que rompen, en cierta medida, la capilaridad del hormigón. Entre tales aditivos se encuentran los siguientes:

1. Resina vinsol, abietato sódico, o resina de abeto neutralizada con sosa.

2. Lignosulfonatos, obtenidos a la par que la celulosa, al tratar la madera con bisulfito. Es un polímero de masa molecular elevada, que se emplea en dosificaciones del 0,1 al 0,3 del peso de cemento, ya que es un producto tenso-activo de gran efectividad.

3. Polvos metálicos: de aluminio, zinc, magnesio...

   El más empleado es el polvo de aluminio, que en presencia de la cal del cemento desprende hidrógeno:

   $$3Ca(OH)_2 + 6AL + 6H_2O \rightarrow 3CaOAl_2O_3 \cdot 6H_2O + 3H_2 \ ,$$

   y este hidrógeno es el generador de las burbujas, efecto que puede ser acelerado con la adición de sosa o cloruros, y estabilizadas las burbujas con benzoato de sodio.

4. El agua oxigenada (H_2O_2) con hipoclorito de calcio [$Ca(OCl)_2$], que produce burbujas de oxígeno.

5. El ácido clorhídrico (ClH) con bicarbonato de cal ($(CO_3H)_2Ca$ produce burbujas de gas carbónico.

6. El carburo de calcio (CaC_2) con el agua produce burbujas de etino (C_2H_2).

El hormigón con gas incorporado deberá presentar una resistencia a compresión superior al 80 % de la obtenida con el hormigón que, siendo en todo lo demás análogo, no contiene la adición que se ensaya.

Impermeabilizantes

Hay construcciones de hormigón en las que, independientemente de la misión resistente, es primordial su función de barrera para el paso del agua, bien sea por succión o por penetración a presión.

El conseguir la impermeabilidad por succión es fácil, ya que basta interrumpir los capilares por medio de burbujas de aire, o incluso con un hormigón sin finos. Tal es la solución para evitar la ascensión de la humedad del terreno por muros o soleras.

Para obtener un hormigón impermeable a la penetración hay que cuidar la granulometría y dosificación para conseguir la máxima compacidad, reforzada con una puesta en obra adecuada (vibrado). Pero también cabe el empleo de adiciones impermeabilizantes de masa, entre las que se pueden distinguir los siguientes tipos:

a) Materiales muy finos de relleno, indicados para hormigones con poco cemento o con granulometría de pocos finos.

b) Jabones, que son sales inorgánicas de ácidos grasos; en general estearatos, oleatos y lauratos de calcio y amonio.

c) Aceites minerales pesados (nunca aceites vegetales), de gran efectividad para impermeabilizar frente a elevadas presiones.

d) Lignosulfonatos ya citados como airantes.

e) Hidrocarburos sulfonados, subproductos de la destilación del petróleo.

Colorantes

Por determinadas circunstancias de orden estético o funcional hay veces en las que se precisa colorear al hormigón, empleando para ello pigmentos colorantes que han de cumplir las siguientes condiciones:

1. Tener un gran poder colorante ya que no puede añadirse más de un 10 % del peso del cemento.
2. Ser compatibles con la cal y no descomponerse bajo la acción de la que se libera durante el proceso de fraguado del cemento.
3. Ser estables y no alterarse con la intemperie.

Todas estas condiciones las cumplen perfectamente muchos óxidos metálicos naturales o artificiales, pigmentos sintéticos y tierras coloreadas. Para obtener coloraciones puras conviene emplear cemento blanco, con el que puede obtenerse una variada gama colorista, frecuentemente empleada en los terrazos, en los que el pulimento refuerza el color.

Los diferentes tipos de colorantes que pueden o no emplearse se reseñan en la tabla XIV del Apéndice.

16. Aluminoso.
17. Compuesto o de adición.
18. Natural.

C. Por el número de conglomerantes

19. Hormigón simple.
20. Hormigón compuesto.

D. Por la cantidad de cemento

21. Hormigón rico o graso (> 300 kg/m^3).
22. Hormigón pobre o magro ($\leqslant 300$ kg/m^3).

E. Tipo de árido

23. Rodado.
24. De machaqueo.
25. Natural.
26. Artificial.

F. Por su granulometría

27. Hormigón continuo.
28. Hormigón discontinuo.
29. Hormigón semicontinuo.
30. Hormigón interferido.

G. Por el tamaño máximo de los áridos

31. Microhormigón ($\varnothing < 5$ mm).
32. De gravilla ($\varnothing < 200$ mm).
33. De grava ($\varnothing < 80$ mm).
34. Ciclópeo ($\varnothing > 80$ mm).

H. Por su consistencia

35. Seco.
36. Plástico.
37. Blando.
38. Fluido.

I. Por su peso

39. Ordinario.
40. Pesado.
41. Ligero sin finos o monogranular.
42. Ligero de áridos ligeros.
43. Ligero celular, aireado o aerocluso.

J. Por sus propiedades especiales

44. Refractario.
45. Resistente a la abrasión.

K. Por sus adiciones

46. Sin adiciones.
47. Con acelerante.
48. Con retardador.
49. Con plastificante.
50. Con aireante.
51. Con impermeabilizante.
52. Con colorante.

L. Por sus armaduras

53. En masa ($f_{ck} > 50$ kp/cm^2).
54. Armado { Acero normal ($f_{ck} > 125$ kp/cm^2). / Acero especial ($f_{ck} > 50 + 0{,}02\, f_{yk}$).
55. Pretensado ($f_{ck} > 300$ kp/cm^2).
56. Postensado.
57. Con perfiles metálicos (mixto).

Y de acuerdo con esta clasificación se debe señalar siempre qué tipo de hormigón hay que hacer, con TODOS SUS APELLIDOS. Y así, por ejemplo, se dirá: HORMIGON DE ARIDO RODADO DE $\varnothing_{max} = 40$ mm, CON GRANULOMETRIA CONTINUA, PLASTICO, DE P-350, de $f_{ck} = 250$ kg/cm^2 Y SIN ADICION, PARA ARMAR. Pero claro que tanto dato no es de proyecto, sino de obra, a la hora de hormigonar cada elemento constructivo.

Amasado

El AMASADO del hormigón comprende dos operaciones distintas:

1. MEZCLA.
2. AMASADO.

En la primera operación —MEZCLA— se prepara la CANTIDAD de cada uno de los componentes, y se VIERTEN en un determinado orden, que es función del tipo de amasado que vaya a realizarse, o mejor dicho, del equipo empleado para el amasado.

La preparación de las CANTIDADES a mezclar puede hacerse en volumen o en peso, siendo preferible siempre el hacerlo en peso, por la mayor exactitud que puede conseguirse, en beneficio de la uniformidad de resultados.

Si la dosificación es volumétrica debe recurrirse al empleo de recipientes debidamente tarados y de profundidad análoga a las dimensiones laterales, ya que si se emplean recipientes de poco fondo puede tener gran influencia las diferencias de enrase. Deben ser recipientes rígidos y preferiblemente prismas de madera de la dimensión adecuada a la dosificación.

Mejor solución es el empleo de equipos automáticos de dosificación ponderal, que generalmente acoplados a las hormigoneras permiten no sólo una mayor exactitud, sino también una mayor rapidez en beneficio de la productividad.

Y una vez obtenidas las cantidades precisas de cada uno de los componentes, el orden de vertido es variable, en función de la forma de amasado.

Si el amasado se hace a mano, primero se vierten los áridos, luego el cemento y por último el agua.

Si el amasado se hace en hormigonera y se vierten todos los componentes, por separado, en la cuba, el orden de vertido en la hormigonera en movimiento es el siguiente:

1. Una parte del agua (aproximadamente la mitad).
2. El cemento y la arena, simultáneamente. Si no es posible, se verterá una fracción del primero y, después, la fracción que proporcionalmente corresponda de la segunda, repitiendo la operación hasta completar las cantidades previstas.
3. La grava.
4. El resto del agua, poco a poco, en forma de chorro continuo.

Pero si todos los componentes, excepto el agua, se acumulan en una tolva para su vertido simultáneo en la hormigonera, el orden de colocación en la tolva debe ser:

1. La arena.
2. El cemento.
3. La grava.

Y todo se vierte simultáneamente en la hormigonera en movimiento, mientras va cayendo lentamente el agua.

* * *

El amasado propiamente dicho del hormigón sólo puede hacerse a mano en casos excepcionales, ya que es mucho más económico y efectivo el amasado a máquina. La elección del tipo de maquinaria —hormigoneras— depende de la cantidad de hormigón que se vaya a hacer por jornada y de las posibilidades del momento y del lugar.

En general, el amasado a mano debe prohibirse, pues es mucho menos efectivo, y de la uniformidad de la mezcla depende muy directamente la bondad del producto. Cuando no hay más remedio que amasar a mano, por tratarse de pequeñas partidas, en obras aisladas, y de hormigones de baja resistencia, debe realizarse el batido de la mezcla sobre una superficie impermeable —solera de hormigón o chapa metálica— y nunca sobre el terreno. Se hace la mezcla en seco hasta que todo el conjunto presente un color uniforme y se añade después el agua, poco a poco, sin dejar de batir, hasta obtener una masa uniforme y estar todos los granos recubiertos de una capa de lechada. El batido se hace normalmente con la batidera o con la pala de punta redondeada, dándole a cada amasada un mínimo de tres vueltas, después de mezclados todos los componentes.

El amasado a máquina se realiza en las hormigoneras, que pueden ser:

1. Basculantes o de eje inclinado.
2. Fijas de eje horizontal.
3. Fijas de eje vertical.

Para evitar que la fuerza centrífuga durante el giro de la cuba haga que los elementos pesados tiendan a colocarse en la periferia y los finos en el centro, se colocan unas paletas en su interior que desvían los materiales y los amasan mejor. La velocidad de rotación de las hormigoneras viene a ser:

$$N \text{ r.p.m.} = 20\sqrt{D} ,$$

con lo que prácticamente dan de 10 a 20 r.p.m.

El tiempo de amasado, en segundos, debe ser:

$$t = K\sqrt{D} ,$$

siendo D el diámetro de la cuba y K un coeficiente cuyo valor es:

$K = 70$ para hormigoneras de eje vertical;
$K = 90$ para hormigoneras de eje horizontal; y
$K = 120$ para hormigoneras de eje inclinado.

En la práctica este tiempo está comprendido entre 1 y 3 minutos.

En toda hormigonera hay que considerar tres capacidades: la total de la cuba; la real de cada amasada, que nunca debe llenar más de los 2/3 de la cuba; y la de producción ó m^3/h, función de su capacidad de amasado y tiempo de carga, batido y descarga.

Cuando el agua haya sido calentada, la primera porción de este líquido que se echa en la hormigonera no será mayor de la cuarta parte del agua total, y su temperatura no será mayor de 40° C.

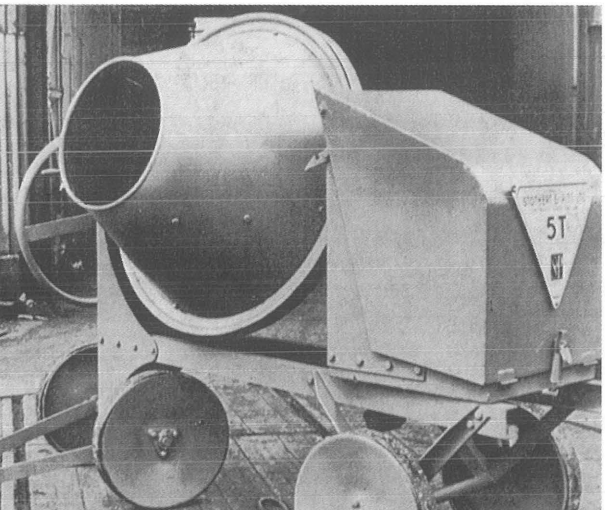
Cuando termine de funcionar una hormigonera debe dejarse perfectamente limpia, con objeto de evitar que fragüe el resto del hormigón dentro de ella. Una buena práctica para ello es hacerla funcionar unos minutos, con cierta cantidad de agua y grava.

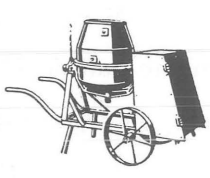
Para las hormigoneras pequeñas puede calcularse una vida de 15.000 a 20.000 m^3 de hormigón; para las grandes, de 100.000 a 120.000. El consumo de una hormigonera viene a ser de 2/3 CV por m^3/hora.

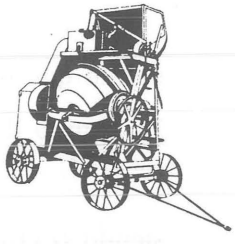
Condiciones de ejecución

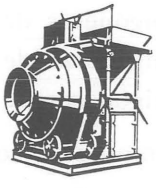
En la construcción de una obra de hormigón tienen gran influencia en las resistencias obtenidas y en sus dispersiones las CONDICIONES DE EJECUCION del amasado. Estas condiciones se clasifican en:

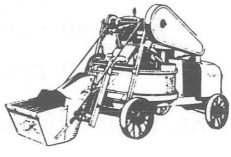
1. *Condiciones medias:* Cemento sin conservación perfectamente adecuada ni comprobaciones frecuentes de su estado. Aridos medidos en volumen por procedimientos aparentemente eficaces, pero de precisión no comprobada. Ausencia de correcciones en los volúmenes de arena utilizados cuando varía la humedad de

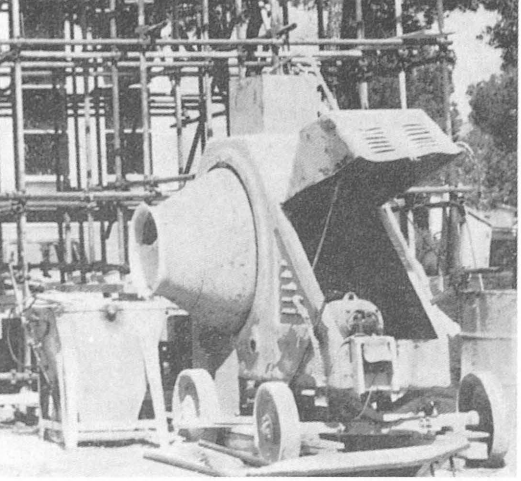


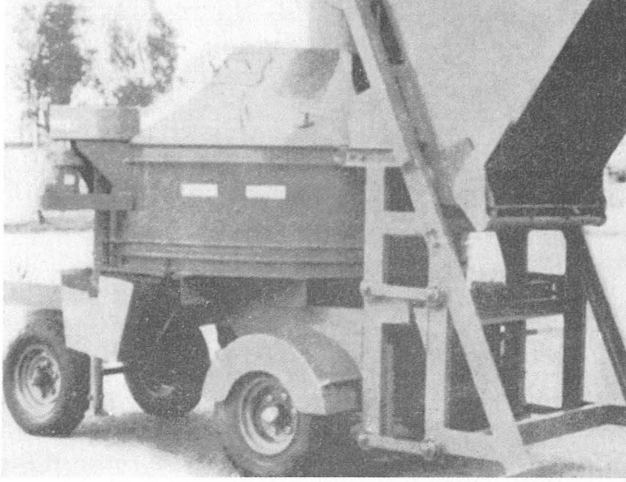












Figs. 9.1 a 9.3. Hormigoneras de eje inclinado, horizontal y vertical.

ésta y, por tanto, su entumecimiento. Cantidad de agua bien medida al verterla en la hormigonera, pero sin corregir de acuerdo con la que, en cada caso, contenga la arena.

2. *Condiciones buenas:* Cemento bien conservado, con frecuentes comprobaciones de su calidad. Aridos cuidadosamente medidos en volumen, procurando corregir los volúmenes de arena utilizados de acuerdo con el entumecimiento de ésta. Reajuste de la cantidad de agua vertida en la hormigonera, siempre que varíe notoriamente la humedad de los áridos. Vigilancia a pie de obra con utillaje mínimo necesario para realizar las comprobaciones oportunas.
3. *Condiciones muy buenas:* Control estricto de la calidad del cemento y de la relación agua/cemento. Aridos medidos en peso, determinando periódicamente su granulometría y humedad. Control de la consistencia del hormigón. Laboratorio a pie de obra, con el personal e instalaciones necesarias en cada caso. Constante atención a todos los detalles (posible descorrección de básculas, cambio de partidas de cemento, etc.).

* * *

Y según sean las CONDICIONES DE EJECUCION, se admite, en general, que el COEFICIENTE DE VARIACION de los valores medios de las resistencias de sus distintas amasadas es de:

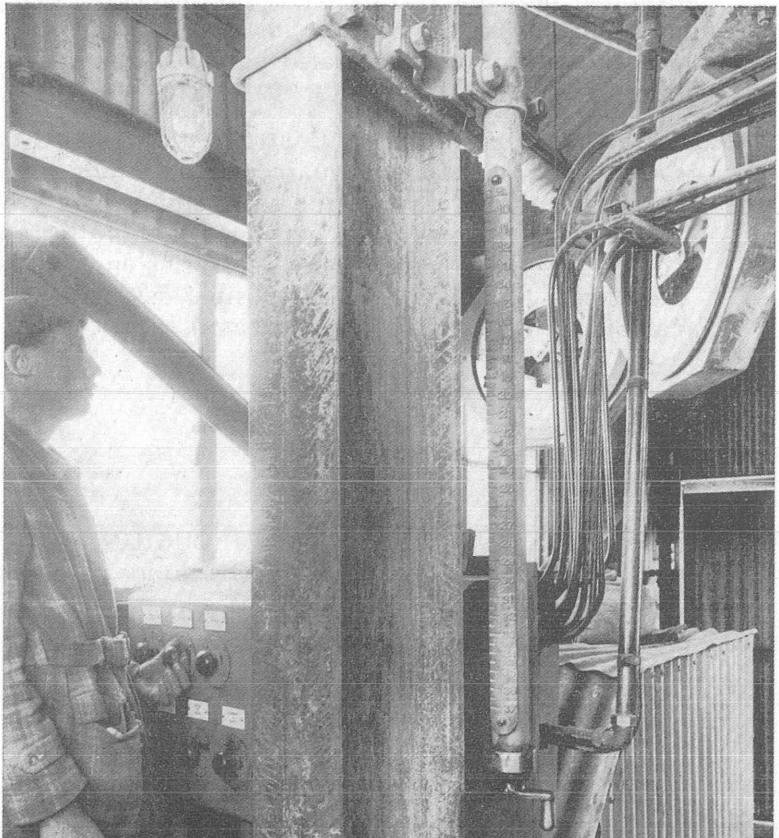
0,10 para condiciones muy buenas;

0,15 para condiciones buenas, y

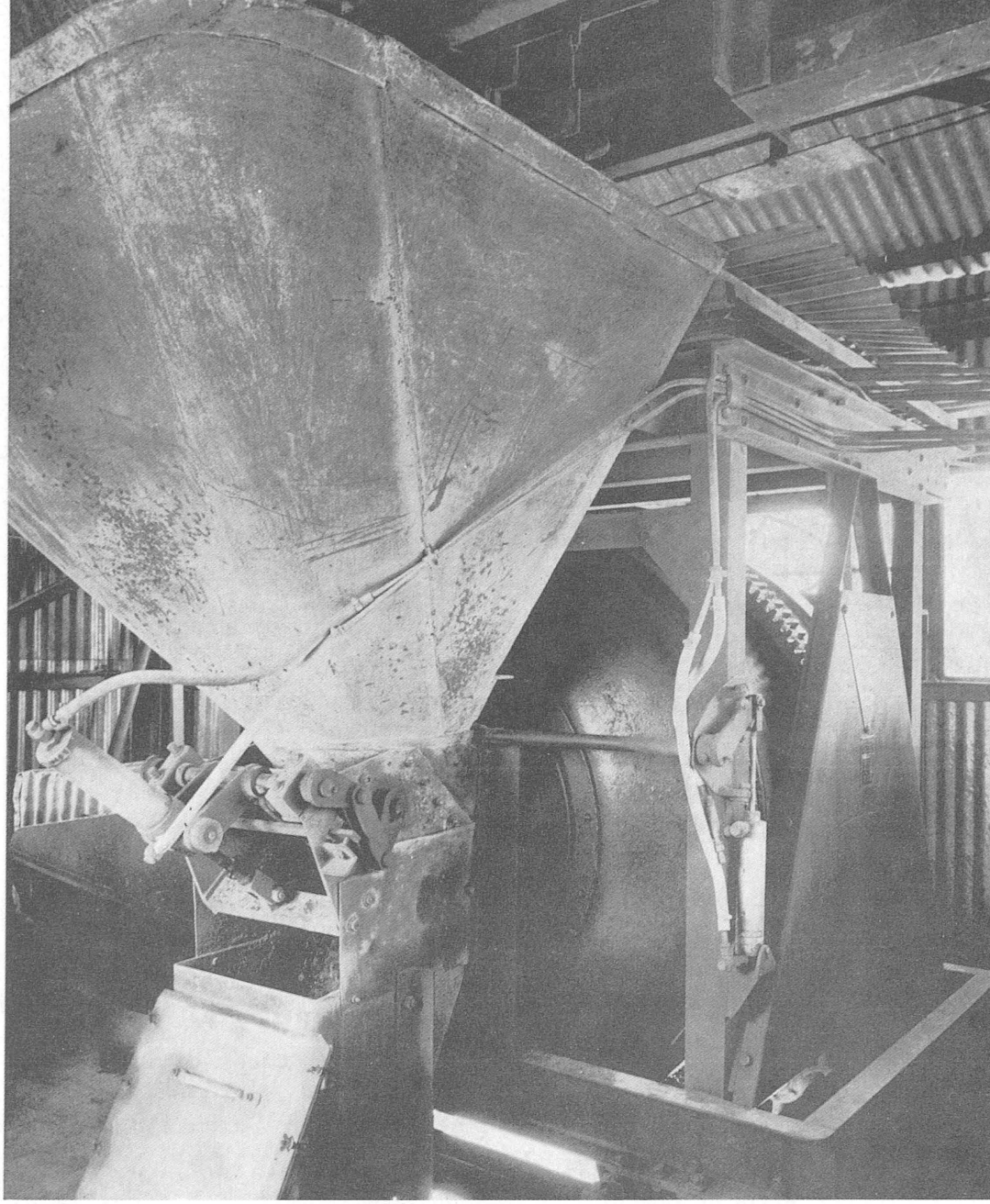
0,20 para condiciones medias.

vista general

control



Figs. 9.4 a 9.6. Central de hormigón con distribución en camiones-cuba.



hormigonera

Puesta en obra

No ocurre siempre el que la hormigonera esté situada junto al elemento constructivo que se va a hormigonar, sino que lo normal es que una vez amasado el hormigón haya que transportarlo hasta el tajo de hormigonado y luego colocarlo en él. La puesta en obra del hormigón comprende, pues, fundamentalmente, dos operaciones: TRANSPORTE y COLOCACION.

Fig. 9.7. Central de hormigón con distribución en camiones hormigonera.

Transporte

El transporte del hormigón puede hacerse por uno de los siguientes modos:

1. ACARREADO. Cuando se transporta en cubos, carretillas, vagonetas, etc., que se mueven A MANO o por medio de MONTACARGAS, BLONDINES o GRUAS DE BRAZO.

2. PREAMASADO. Cuando desde la central dosificadora se transporta el hormigón en grandes hormigoneras montadas sobre camiones, efectuándose el amasado durante su transporte en las «hormigoneras-camión», o un reamasado durante su vertido, en las «cubas-camión».

3. CANALIZADO. Cuando la hormigonera vierte sobre canaletas, generalmente realizadas con medios tubos de chapa o tableros, y cuya inclinación ha de ser superior a 15° para que el hormigón fresco escurra (fig. 9.29).

4. BOMBEADO. «Sistemas neumáticos». Son sistemas que emplean tuberías conductoras del hormigón empujado por aire compri-

mido. Resultan muy económicos y eficientes, sobre todo cuando se trata de colocar el hormigón en sitios prácticamente inaccesibles. Es conveniente el estudio cuidadoso de la granulometría, procurando que los áridos sean finos, y el árido grueso, no muy grueso y más bien rodado. El diámetro de la tubería de conducción será, al menos, igual a tres veces el diámetro máximo del árido. Asimismo, es muy importante la dosificación de agua, ya que el aire comprimido favorece su evaporación. La consistencia debe ser plástica o blanda.

Los sistemas neumáticos permiten colocar hormigón hasta unos 400 m de distancia horizontal en la generalidad de los casos. Cuando hay «obstáculos», es decir, curvas o codos, deberán contarse como una equivalencia horizontal de 10 a 12 m. Cada metro en altura equivale a unos 8 m en horizontal. Se puede llegar a sitios, como revestimientos de túneles, que de otro modo serían muy difíciles de hormigonar; asimismo, para verter hormigones sumergidos. Se recomienda que la manguera no esté situada a más de 3 m del punto de aplicación y que se evite la proyección directa del chorro contra las armaduras. Las curvas serán de gran

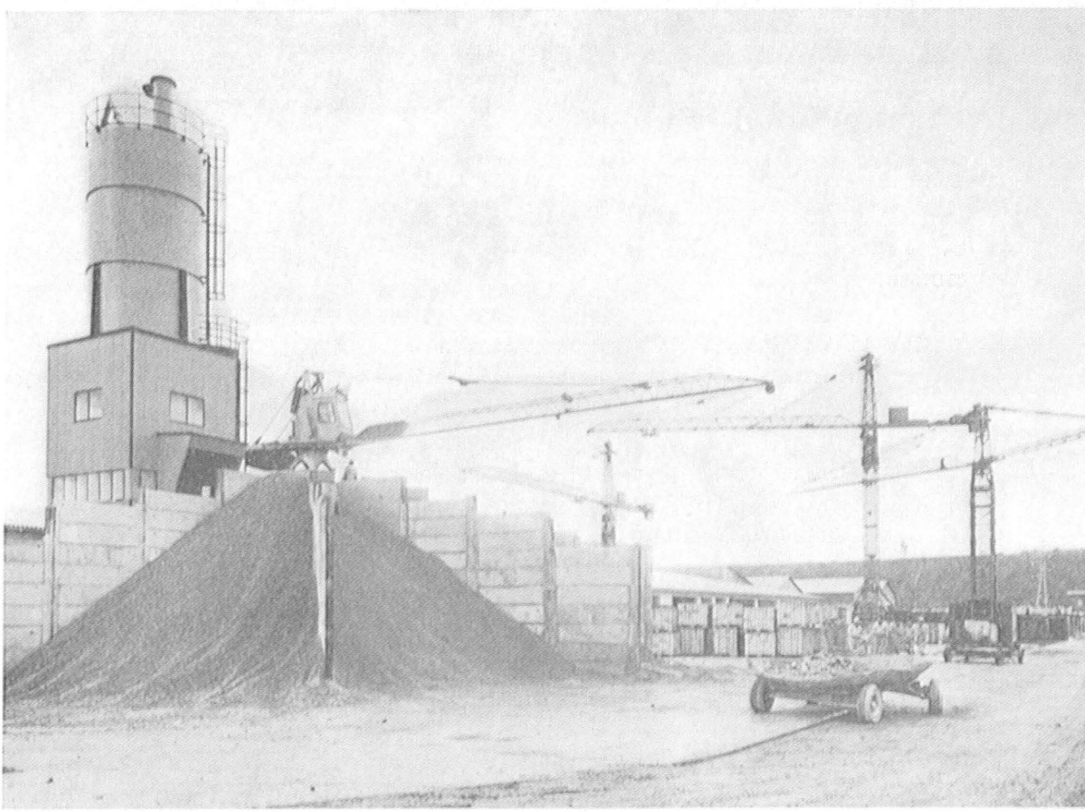


Fig. 9.8. Central de hormigón con silo elevado de cemento y compartimentos de áridos.

Fig. 9.9. Grúa móvil, sobre camión.

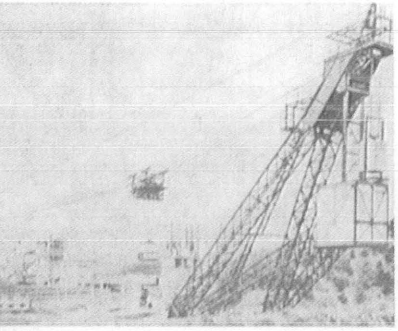


Fig. 9.10. Blondín.

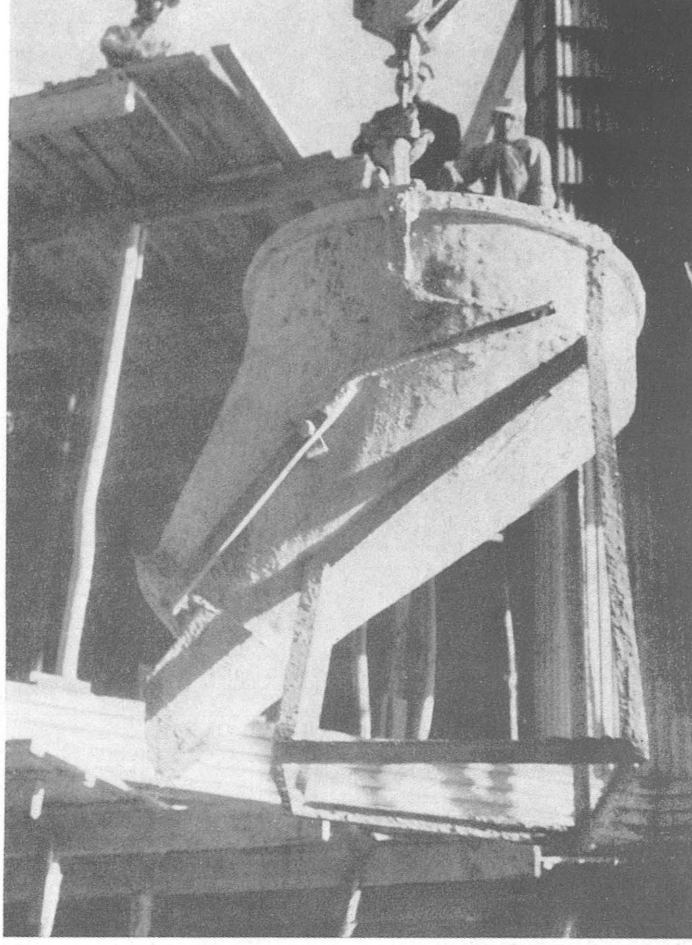
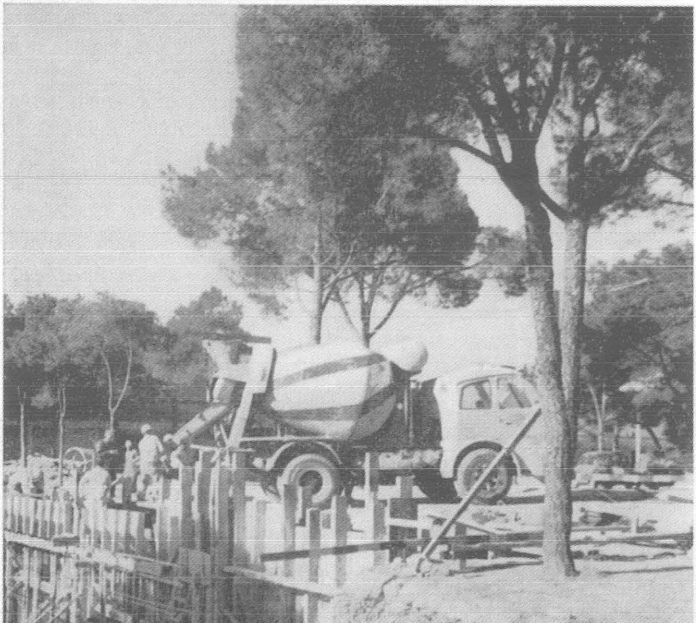


Fig. 9.12. Tolva.

Fig. 9.13. Volquete.



hormigón preamasado

Figs. 9.14 y 9.15. Hormigón preamasado, transportado en camión-hormigonera y canalizado.

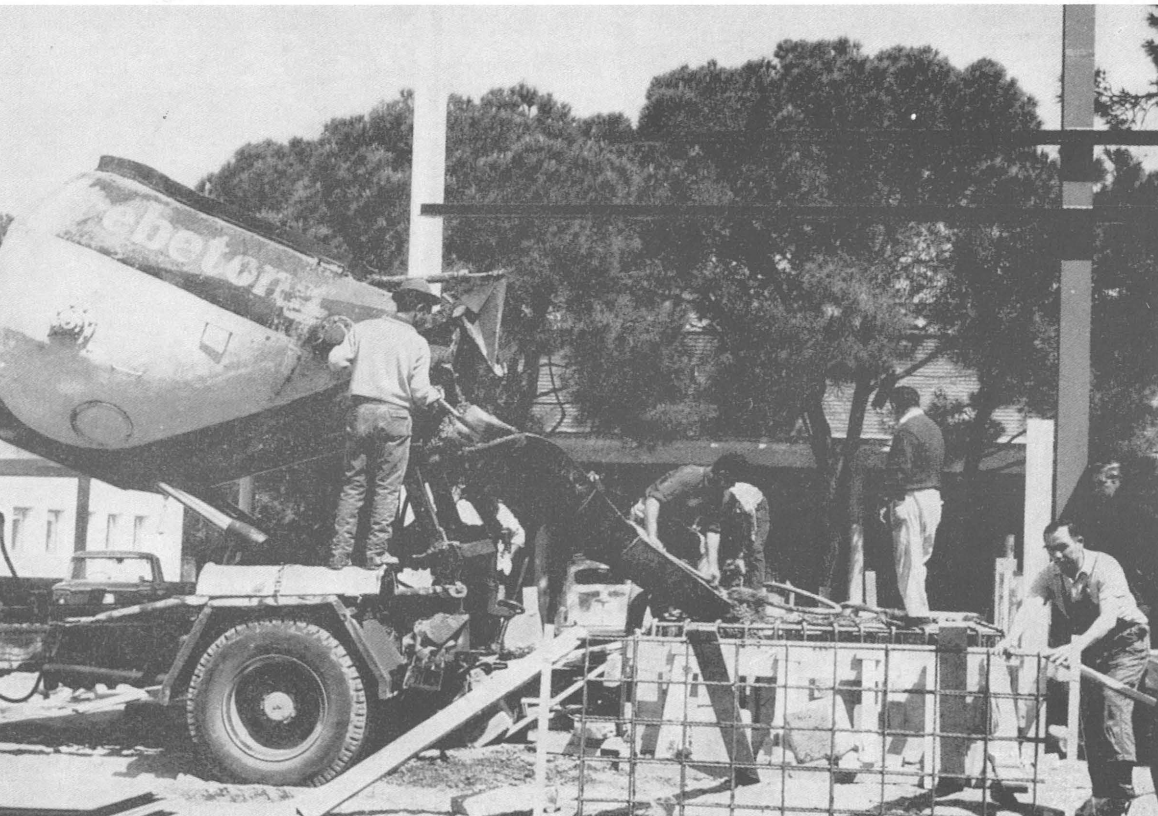
radio. La tubería debe limpiarse muy bien después de su uso, pues puede presentarse una desfavorable disminución del diámetro interior y la formación de rugosidades inconvenientes. Para ello se introduce una bola en la tubería y se la hace circular por aire comprimido.

5. TRASLADO, mediante el empleo de cintas transportadoras para el transporte del hormigón; el sistema es bueno, pero requiere el empleo de una instalación cara, por lo que no suele emplearse.

* * *

Cualquiera que sea el medio de transporte elegido, hay que cuidar tres aspectos fundamentales, con objeto de evitar: la SEGREGACION (o separación por tamaños), la PERDIDA DEL AGUA (por EXUDACION o EVAPORACION) y la PERDIDA DE LECHADA. Y ambas cosas pueden producirse por sacudidas bruscas, vibraciones, empleo de: recipientes, conductos o juntas defectuosas, etc. Y naturalmente es condición fundamental que el tiempo transcurrido desde el amasado hasta su colocación sea menor que el plazo de iniciación del fraguado.

Fig. 9.16. Hormigón preamasado, transportado en cuba-camión y canalizado.



Figs. 9.17 y 9.18. Central de hormigonado y de aire comprimido para el bombeo.

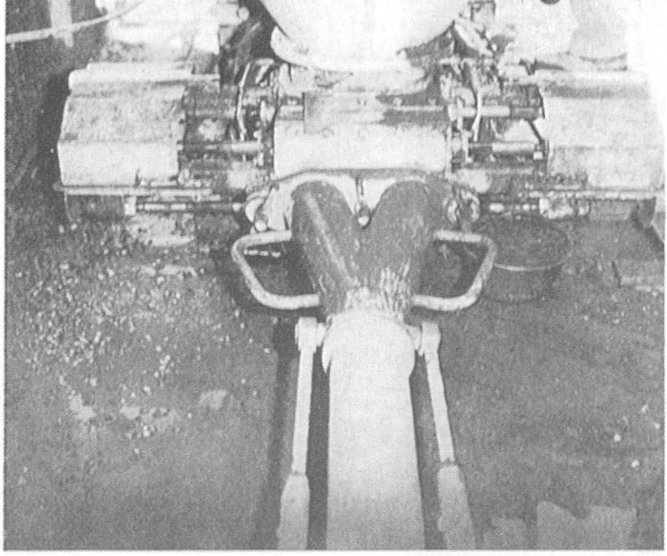


Fig. 9.19. Tolva de alimentación e inyección de aire.

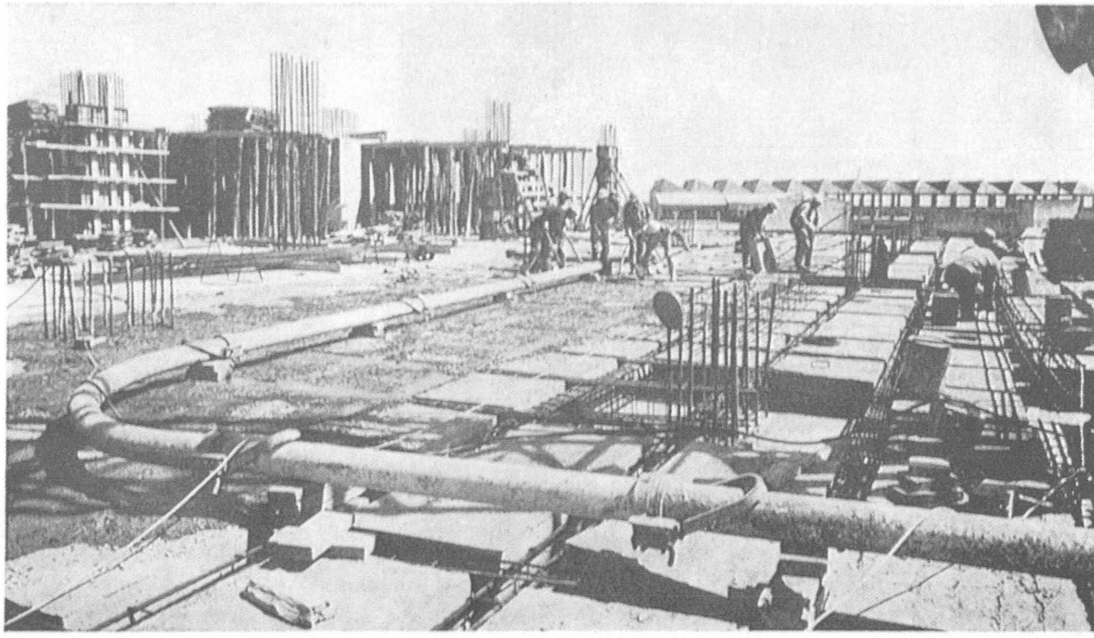


Fig. 9.20. Conductos del hormigón bombeado.

Fig. 9.21. Salida del hormigón bombeado.

Fig. 9.22. Montaje de la tubería.

Fig. 9.23. Colocación de la presa de junta.

Fig. 9.24. Apriete de la junta.

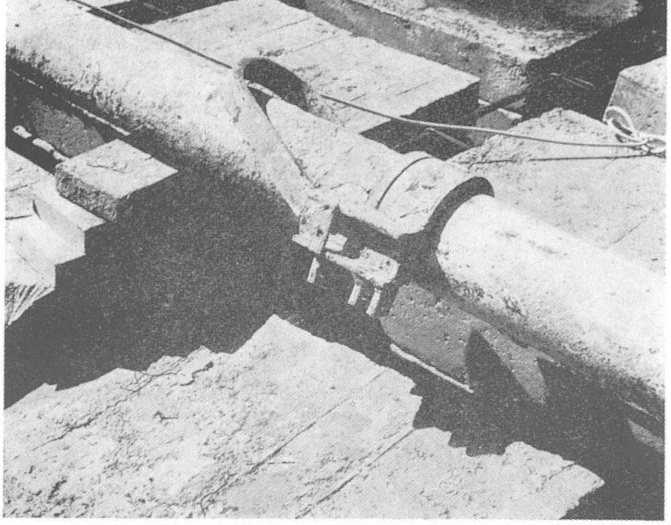


Fig. 9.25. Junta acabada.

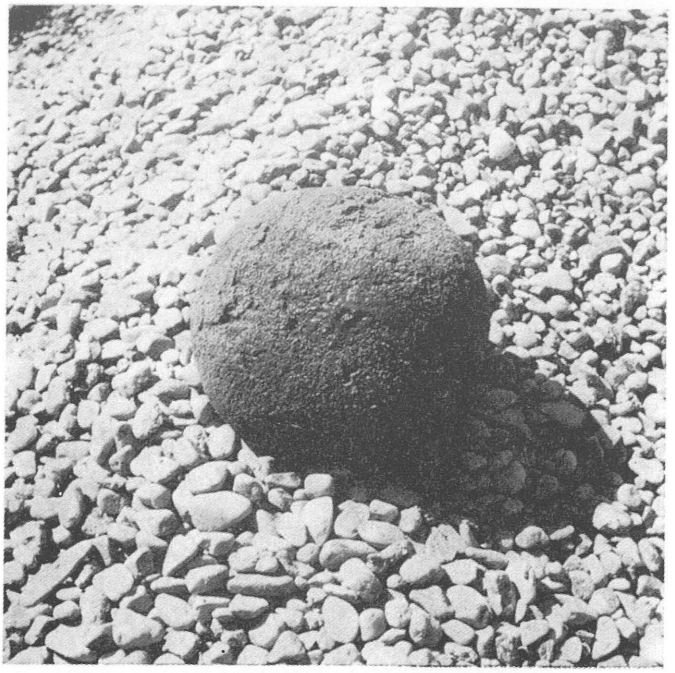


Fig. 9.26 Bola de limpieza.

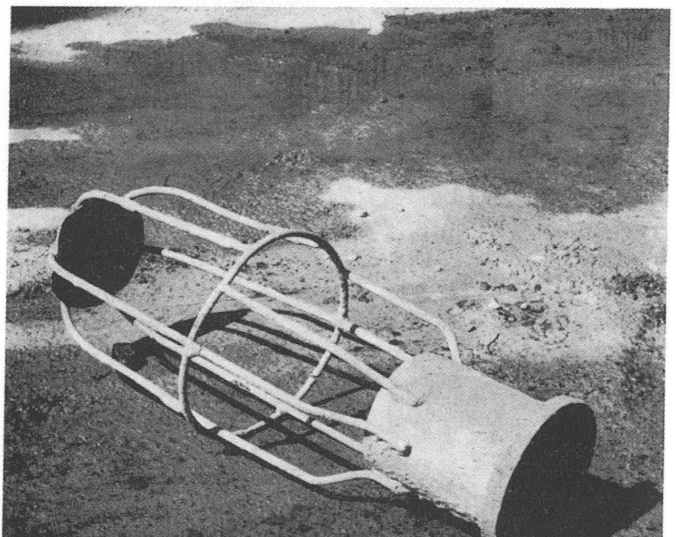


Fig. 9.27. Contera para recuperación de la bola de limpieza.

Fig. 9.28. Hormigón trasladado en cintas transportadoras.

Fig. 9.29. Hormigón canalizado.

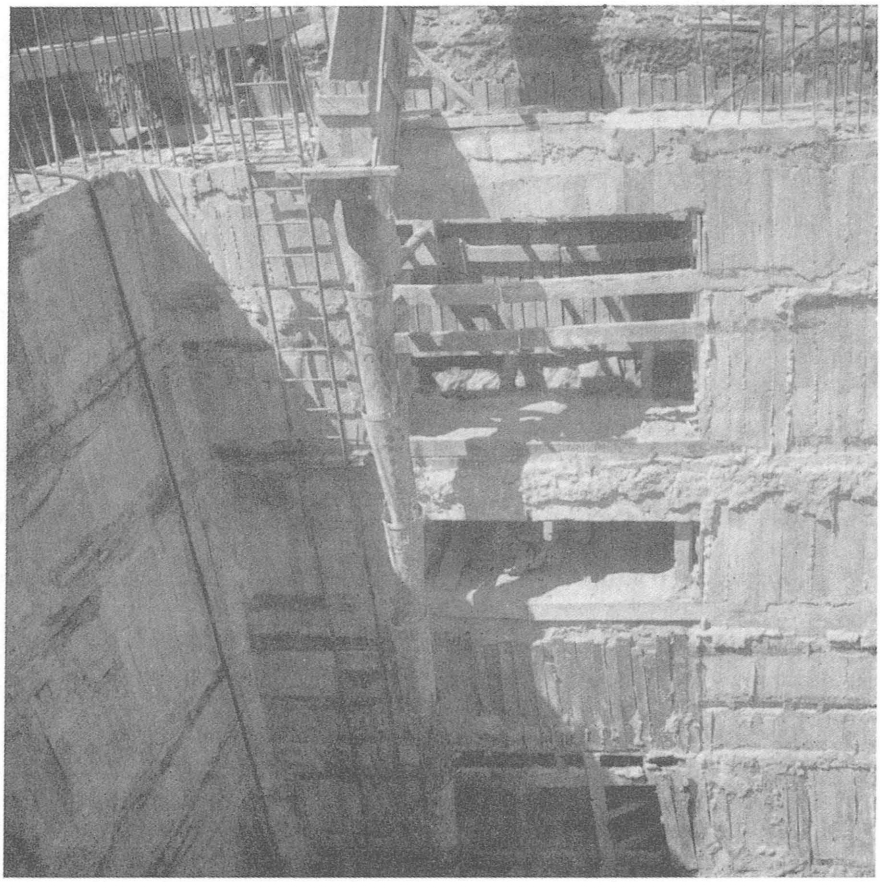
Colocación

Para COLOCAR el hormigón en los encofrados es preciso efectuar dos operaciones distintas y sucesivas: VERTIDO y COMPACTADO.

El vertido debe hacerse de acuerdo con las siguientes normas:

1. Efectuando el vertido en capas horizontales sucesivas, o «tongadas», de altura inferior a la profundidad efectiva del método de compactación empleado.
2. Ayudando a la masa del hormigón para que penetre por todos los rincones y se compacte.
3. No vertiendo en obra más hormigón que el que puede compactarse de forma eficaz, antes de verter la capa siguiente.
4. No vertiendo directamente desde alturas superiores a 2 m, para evitar el peligro de SEGREGACION.

Fig. 9.30. Vertido de un hormigón con «trompas de elefante».



Con objeto de evitar el peligro de SEGREGACION por vertido desde alturas superiores a 2 m, pueden seguirse dos procedimientos distintos:

1. Vertiendo desde la altura que sea, aun desde más de 2 m, pero en cantidades tan pequeñas que no pueda producirse una segregación peligrosa. Es el método que generalmente se emplea en el llenado de pilares, cubo a cubo.

2. Vertiendo en grandes cantidades, pero con ayuda de «trompas de elefante» o «mangueras de plástico», para evitar la caída libre.

Las «trompas de elefante» consisten en una serie de piezas troncocónicas, que se enganchan entre sí, obteniendo un tubo articulado, en el cual el hormigón fresco, al cruzar cada zona estrecha, recibe una acción de reamasado que evita la segregación. Por el contrario, las «mangueras de plástico» son conductos flexibles que evitan la caída libre, transformándola en deslizamiento.

De todos modos, un fenómeno que sucede frecuentemente en el hormigonado de piezas de cierta altura es que en la parte superior de éstas se obtiene un hormigón más fluido por efecto del agua que sube al compactarse. Esto hace que la parte superior de la pieza tenga una resistencia inferior, por lo que debe corregirse el fenómeno empleando hormigón más seco en las últimas tongadas.

* * *

El COMPACTADO del hormigón, una vez VERTIDO, puede hacerse por distintos métodos, que permiten obtener los siguientes tipos de hormigón:

1. HORMIGON PICADO, mediante una simple barra de acero o pica de madera movida a mano, con la que se pica el hormigón para facilitar su penetración. La profundidad a que debe llegar el picado es tal que penetre hasta la capa inferior ya picada. Se precisan hormigones de gran trabajabilidad y plásticos o blandos. Es técnica corriente el golpear simultáneamente los encofrados con mazas de madera. El picado de tongadas horizontales se hace moviendo la pica verticalmente, pero en vigas debe hacerse con una inclinación tal que el picado se efectúe normalmente al frente de la masa.

2. HORMIGON APISONADO, es decir, compactado mediante golpes de pisón. Es preferible dar muchos golpes suaves que pocos demasiado fuertes. Su radio de acción alcanza unos 15 cm, por lo que éste debe ser el espesor de las tongadas cuando se emplea este procedimiento de compactación.

Fig. 9.31. Hormigón vertido y apisonado.

3. HORMIGON VIBRADO, es el procedimiento más eficaz para conseguir una buena COMPACIDAD sin tener que recurrir a altas dosificaciones en cemento. El efecto del vibrado es anular el rozamiento entre los granos, a fin de que se coloquen en una posición definitiva más estable y de mayor compacidad. El vibrado exige el empleo de hormigones secos, lo cual beneficia su resistencia. Los diferentes tipos de vibradores, frecuencias, ventajas e inconvenientes se reseñan en la tabla XV del Apéndice.

   Los mejores hormigones para vibrar son los seco-plásticos. Mientras más seco sea un hormigón, mejores posibilidades presenta a la vibración. Por el contrario, los hormigones blandos o fluidos no deben vibrarse, porque el exceso de agua favorece la segregación.

   Así, quien dice que si se empeora el hormigón echándole agua podrá mejorarlo luego con el vibrador, no está en lo cierto, porque al fluir a la superficie superior ese exceso de agua, produce capas de hormigón de muy baja calidad.

   Tal como sucede en el picado con barra, el vibrador debe coser las capas subyacentes, por lo que tales capas tendrán unos 50 a 60 cm. Se ha dicho que es inconveniente aplicar el vibrador a las arma-

duras, y es verdad, porque las separa del hormigón; sin embargo, se pueden tocar con tal que en la última pasada del vibrador no haya contacto alguno con las armaduras. El vibrado se interrumpe cuando la capa superior presenta un cierto grado de brillantez o humectación brillante.

Los valores óptimos, tanto de la duración del vibrado como de la distancia entre los sucesivos puntos de inmersión, depende de la consistencia de la masa, de la forma y dimensiones de la pieza y del tipo de vibrador utilizado, no siendo posible, por tanto, establecer cifras de validez general. Como orientación puede señalarse que la distancia entre puntos de inmersión debe ser la adecuada para producir, en toda la superficie de la masa vibrada, una humectación brillante, siendo preferible vibrar en muchos puntos por poco tiempo a vibrar en pocos puntos más prolongadamente.

En general, el tiempo de vibrado viene a ser:

90 segundos para 4.000 r.p.m.
45 segundos para 5.000 r.p.m.
25 segundos para 6.000 r.p.m.

Las frecuencias bajas ponen en movimiento los granos más gruesos, y las frecuencias altas actúan sobre los granos finos. Por eso el tipo ideal de vibrador más efectivo es el de «frecuencia variable».

También se ha dicho que no se debe vibrar el hormigón que ya ha empezado a fraguar. A pesar de ello, desde hace unos veinticinco años se viene experimentando el REVIBRADO DEL HORMI-

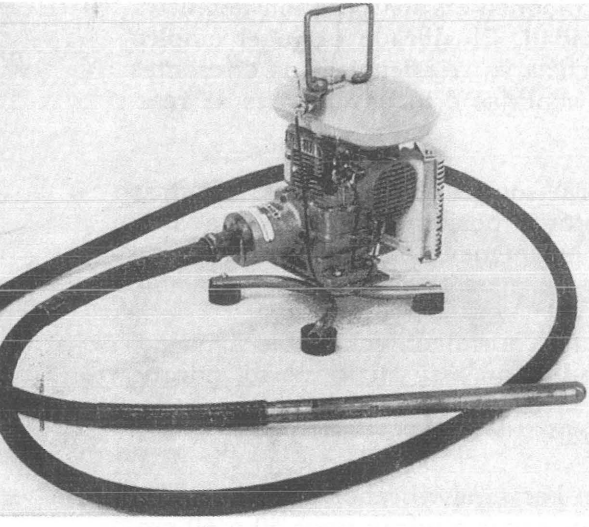


Fig. 9.32. Vibrador de aguja.

Fig. 9.33. Vibrador de bandeja.

Fig. 9.34. Hormigón vibrado con aguja.

vibradores

Fig. 9.35. Regla vibrante.

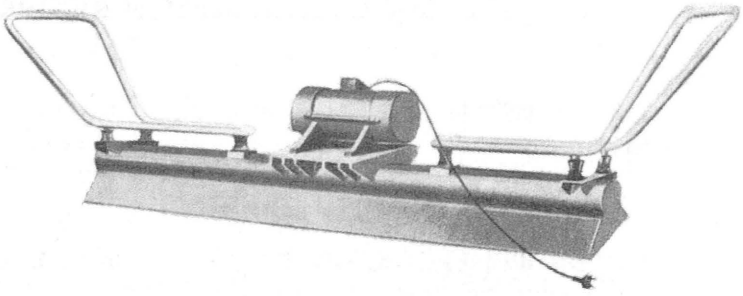


Fig. 9.36. Vibradores de: bandeja, mesa y compactador.

GON, con resultados francamente sorprendentes. Experimentos franceses hechos sobre hormigones que ya han empezado a fraguar han dado aumentos de resistencia tanto a compresión (45 %) como a tracción (35 %); ensayos similares rusos han conseguido aumentos del orden del 70 %.

4. HORMIGON CENTRIFUGADO. Es un medio de compactación limitado a elementos prefabricados, generalmente tubos. No conviene usarlo con dosificaciones inferiores a 350 kg/cm^3 de cemento, pero sí con un poco más de agua de la necesaria, ya que durante el proceso se elimina parte de ésta, y de ahí su ventaja.

5. HORMIGON INYECTADO. Es una técnica reciente, con la que se consiguen hormigones muy impermeables, al ser muy compactos y sin apenas retracción. El procedimiento consiste en rellenar el encofrado con el árido grueso en seco y luego inyectar a presión el mortero para que rellene los huecos del árido grueso. Condición indispensable para llenar todos los huecos es que el mortero tenga una gran fluidez. Esta fluidez se consigue fundamentalmente por dos procedimientos patentados: COLCRETE y PREPAKT.

   El sistema COLCRETE se basa en activar todo el cemento, evitando su floculación (formación de grumos) mediante cilindros laminadores que giran de 1.500 a 2.000 r.p.m., y por los que pasa la lechada, añadiéndose luego la arena, con lo que se obtiene el mortero denominado «COLGROUT».

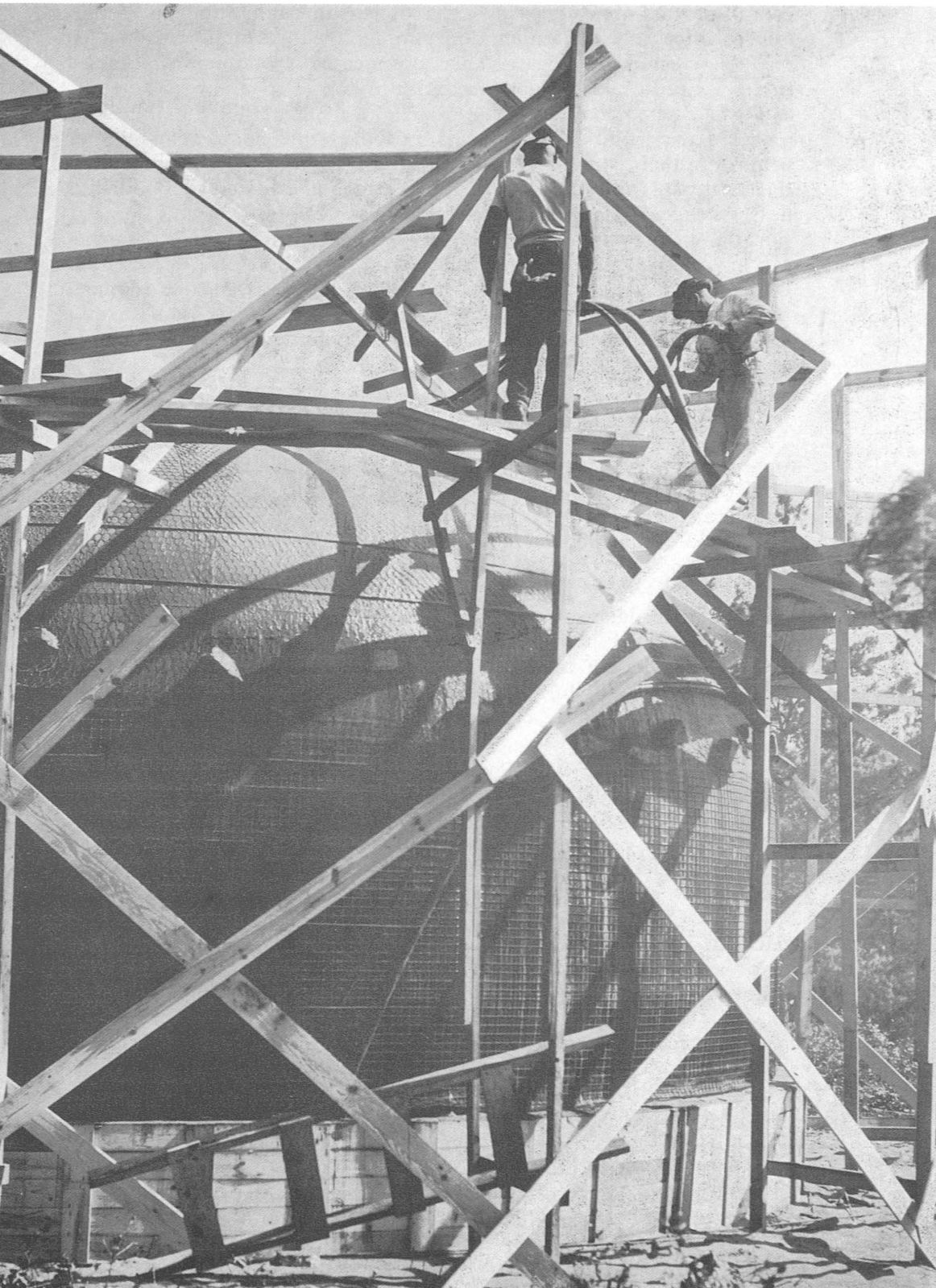
   El sistema PREPAKT se basa en un método químico, añadiéndole el mortero ALFESIL y un aditivo. El ALFESIL son cenizas volantes de carácter puzolánico (hierro, alúmina y sílice), y el aditivo evita la floculación, retarda el fraguado y disminuye la segregación.

   Con cualquiera de los dos procedimientos hay que emplear grava bien lavada y totalmente exenta de polvo, y el árido fino ha de tener un diámetro máximo inferior a la décima parte del diámetro mínimo de la grava ($\varnothing < 2$ mm).

6. HORMIGON PRENSADO. Permite, por presión en prensa, el poder compactar hormigones muy secos (técnica de fabricación de baldosas) o el poder quitarle parte del agua añadida para conseguir su trabajabilidad.

7. HORMIGON AL VACIO. Consiste en extraer el agua al hormigón mediante ventosas que se colocan sobre la superficie de éste y se comunican a una bomba de vacío. Se recupera el agua en un tiempo proporcional a la dimensión de la pieza. Antes de llegar a la bomba, los conductos de vacío pasan por un tanque de sedimentación, en donde se recoge el agua extraída. Al aplicar el vacío se producen dos fenómenos: 1.°, la presión atmosférica, actuando sobre el hormigón, lo comprime; 2.°, al mismo tiempo, el agua se escapa y pasa a los conductos de vacío a través de las ventosas.

Fig. 9.37. Hormigón proyectado o gunitado.



El hormigón queda, entonces, con una estructura diferente a la inicial, formando sus partículas un microesqueleto en el que los canalillos capilares llenos de agua tienen un calibre mucho menor que al inicio del tratamiento. Según I. Leviant, un hormigón con 0,50 de relación a/c llega a tener, después del tratamiento al vacío, una relación a/c del orden de 0,30.

En el extremo de los conductos capilares que comunican con la atmósfera se forman, una vez realizado el tratamiento al vacío, meniscos de un radio de curvatura de 1,5 a 2 micras, correspondiente a la diferencia de presiones entre la atmósfera y el interior del hormigón (que es teóricamente de 1 kg/cm^2). Estos meniscos aprietan al microesqueleto como una vaina, logrando en cierto modo un estado de «pretensado», en el que los alambres son los filamentos líquidos, y los conos de anclaje, los meniscos. De aquí resulta que hay una resistencia a la compresión inmediata del orden de 1,5 kp/cm^2, y de 0,25 kp/cm^2 a la tracción.

Al extraer el agua del hormigón, el cemento no es absorbido por las ventosas, y a fin de evitarlo están provistas de filtros. Este queda, sin embargo, más denso en la superficie de la masa, lo cual es útil en caso de que se desee dar una superficie más bien acabada, pero en exceso puede ser pernicioso. Si la diferencia de contenido es grande, en las diferentes capas de la pieza puede haber retracción diferencial, lo cual es perjudicial.

El encofrado debe ser estanco, resistente y fácilmente desmontable. El hormigón es, al final del tratamiento, más compacto, pues se reduce la relación a/c en 1/3 aproximadamente, aumenta la impermeabilidad y la durabilidad. La compacidad que se produce hace que resulte bien para la prefabricación. El desencofrado puede hacerse inmediatamente.

8. HORMIGON BLINDADO o PERCOLADO. Es una variante del hormigón inyectado, que se emplea en la construcción de pavimentos de carretera. Consiste en colocar el adoquinado en seco, y luego verter una lechada o mortero que penetra en los huecos por gravedad.

9. HORMIGON PROYECTADO o GUNITADO, que consiste en lanzar a presión el hormigón sobre la pieza a hormigonar, y realizar ésta por superposición de capas de reducido espesor. Es técnica corriente en la construcción de revestimientos, estructuras laminares..., o cualquier otro tipo de obra en la que domina la superficie y el espesor es reducido (fig. 9.37).

10. HORMIGON BAJO EL AGUA: no deberá hormigonarse nunca cuando la velocidad del agua sea mayor de 3 m/seg, ni tampoco con temperaturas menores de 2° C. Pero en aguas tranquilas y templadas puede hormigonarse con ayuda de mangueras.

Curado

Para obtener un buen hormigón no basta que los materiales utilizados sean de alta calidad, que su dosificación sea perfecta y que su fabricación y puesta en obra tenga una ejecución magistral. Además, es necesario que durante el período de tiempo que comprende el FRAGUADO y ENDURECIMIENTO el medio ambiente posea condiciones especiales de humedad y temperatura.

El complejo de reacciones químicas y fenómenos de hidratación que constituyen la esencia del fraguado y endurecimiento del hormigón necesita la presencia del agua como elemento reaccionante y catalizador. El curado del hormigón consiste, pues, en disponer unas condiciones ambientales que garanticen la continuidad del proceso físico-químico, lo aceleren y anulen en lo posible los efectos de retracción y fisuración dentro de su masa.

El proceso es claro y sencillo: tanto la humedad como la temperatura son «catalizadores» del proceso de fraguado y endurecimiento; y como al mismo tiempo los cementos son conglomerantes «hidráulicos» que fraguan y endurecen con el agua y en el agua, todos los métodos de curado se basan en conseguir que no le falte agua al hormigón.

En realidad, para su amasado se emplea siempre mayor cantidad de agua que la estrictamente necesaria para combinarse con los componentes hidráulicos del cemento, ya que éste sólo precisa de una cantidad igual a 0,28 de relación agua/cemento. Pero este agua de más empleada para su amasado se le va al hormigón:

1. Cuando la temperatura del aire es superior a la de la masa del hormigón.
2. Cuando la humedad del aire es escasa.
3. Cuando la superficie del hormigón es azotada por el viento seco y caliente.

Por todo ello, las formas de curado son cuatro, según que tiendan a tapar, regar, vaporizar o calentar al hormigón:

1. Curado por recubrimiento

El método es aplicable en zonas cálidas, y consiste simplemente en tapar el hormigón con láminas de plástico o con pinturas especialmente impermeables, que se autodestruyen con el tiempo. El calor puede producir la evaporación de parte del agua de amasado del hormigón, que satura la cámara de aire existente entre hormigón y plástico, que moja a la superficie del hormigón durante el día, y que al enfriarse el aire durante la noche vuelve a ser absorbida esa humedad por el hormigón.

Este procedimiento de curado, si se aplica nada más verter el hormigón, tiene la ventaja de eliminar otro problema típico que se produce en las regiones cálidas: la «fisuración plástica». Este fenómeno consiste en la aparición de pequeñas fisuras en la superficie del hormigón fresco, en sus primeras tres horas, como consecuencia de que la velocidad de evaporación del agua excede a la velocidad a la que la humedad sube a la superficie.

2. Curado por humedad

La técnica normal a emplear en obra es la del regado con agua, por lo menos durante los siete primeros días, aunque lo ideal es prolongarlo hasta los 28 días. Este simple tratamiento asegura la suficiente estabilidad volumétrica y la resistencia del hormigón.

Con objeto de evitar el fuerte soleamiento directo durante el verano y la evaporación del agua de curado, se cubre la pieza hormigonada con arpilleras empapadas de agua. Como es lógico, este tipo de curado no es necesario en ambientes húmedos, pero es indispensable en climas secos y calurosos.

Y en estas regiones cálidas, ¿cuándo debe regarse el hormigón?... Si se hace durante el día, a pleno sol, como la temperatura del aire es superior a la del hormigón, la humedad le dura muy poco tiempo al hormigón, pero como la temperatura es alta, el tiempo que dure esa humedad es más efectiva; si se riega en estas condiciones, el regado debe ser más intenso y prolongado. Es el tiempo de regado conveniente a las pocas horas, porque evita los peligros de fisuración.

Por el contrario, si se riega a primeras horas del día, como la temperatura del hormigón es entonces inferior a la del aire, basta aportar menor cantidad de agua para que la humedad le dure al hormigón más tiempo y le penetre en toda su masa. Y si se riega al atardecer, toma peor el agua, pero al ser menor la evaporación, su superficie permanece mojada más tiempo. Por todo ello, cabe señalar las siguientes recomendaciones:

1. En las primeras horas del endurecimiento, debe regarse a las horas de más calor, para evitar fisuraciones por retracción.
2. En los primeros 7 días debe regarse por la mañana y por la tarde.
3. Del 7.º al 15.º día, sólo puede regarse por la mañana.
4. Hasta los 28 días debe seguirse el proceso de curado por riego, aunque ya con menor intensidad y frecuencia.
5. Cuanto más se riegue un hormigón, mucho mejor. Por ello, en el caso extremo, el riego por inmersión en agua es el más efectivo, y tanto más cuanto más calor haga.

Hay que tener en cuenta que el curado no debe iniciarse hasta que el hormigón no ha fraguado. En obra es clásica la frase: «No regar hasta que tire», porque si no, el agua lava el hormigón y se lleva la lechada.

Si durante el proceso de curado se produjesen heladas, hay que proteger el hormigón de ellas. Y recordar que la helada suspende el fraguado y que a efectos de desencofrado es necesario contar por no pasado el día en que se dé. Cuando la temperatura ambiente esté entre 0° C y 5° C se aconseja contar como medio día sólo.

Los efectos de helada se evitan tratando el hormigón con agua caliente (a 60° C), con lo cual se acelera el proceso de endurecimiento (por cada + 10° C se multiplica por dos la velocidad de reacción). De todos modos conviene tener en cuenta que el fraguado es una reacción exotérmica, y en grandes masas el desprendimiento de calorías llega a ser importanto. El encofrado de madera constituye un buen abrigo en tiempo frío.

En las fábricas de elementos prefabricados, es técnica corriente el riego por inmersión, consistente en introducir las piezas, una vez fraguadas, en grandes balsas de agua, donde permanecen de tres a siete días con objeto de favorecer el endurecimiento del hormigón.

3. Curado por vapor

Es un procedimiento más perfecto que el de simple humectación, y que puede realizarse: con vapor a presión normal, o con vapor a presión (en autoclave). Este último procedimiento es el más efectivo, pero su precio lo hace prohibitivo en obra.

En obra, cuando es rentable la rapidez de ejecución, es imprescindible el uso del tratamiento por vapor normal; las temperaturas alcanzadas son más bien moderadas y están comprendidas entre los 50 y los 70° C. Este mismo procedimiento se aplica en prefabricación de hormigones, pero con temperaturas generalmente superiores (de 70 a 90° C). Pero es preciso que el vapor esté totalmente saturado para evitar que le quite agua al hormigón. El período de cura normal es de 8 a 24 horas.

El tratamiento en autoclave se utiliza cuando se pretende conseguir calidades especiales, con alta resistencia inicial y final. Su campo de aplicación más generalizado es el de los hormigones celulares (Ytong, Siporex...).

El curado al vapor consigue acelerar el proceso de endurecimiento, y el hormigón puede adquirir a los tres días la resistencia equivalente a los 28 días en proceso normal. Se consiguen, pues, altas resistencias iniciales, permitiendo el rápido desencofrado y puesta en carga del elemento.

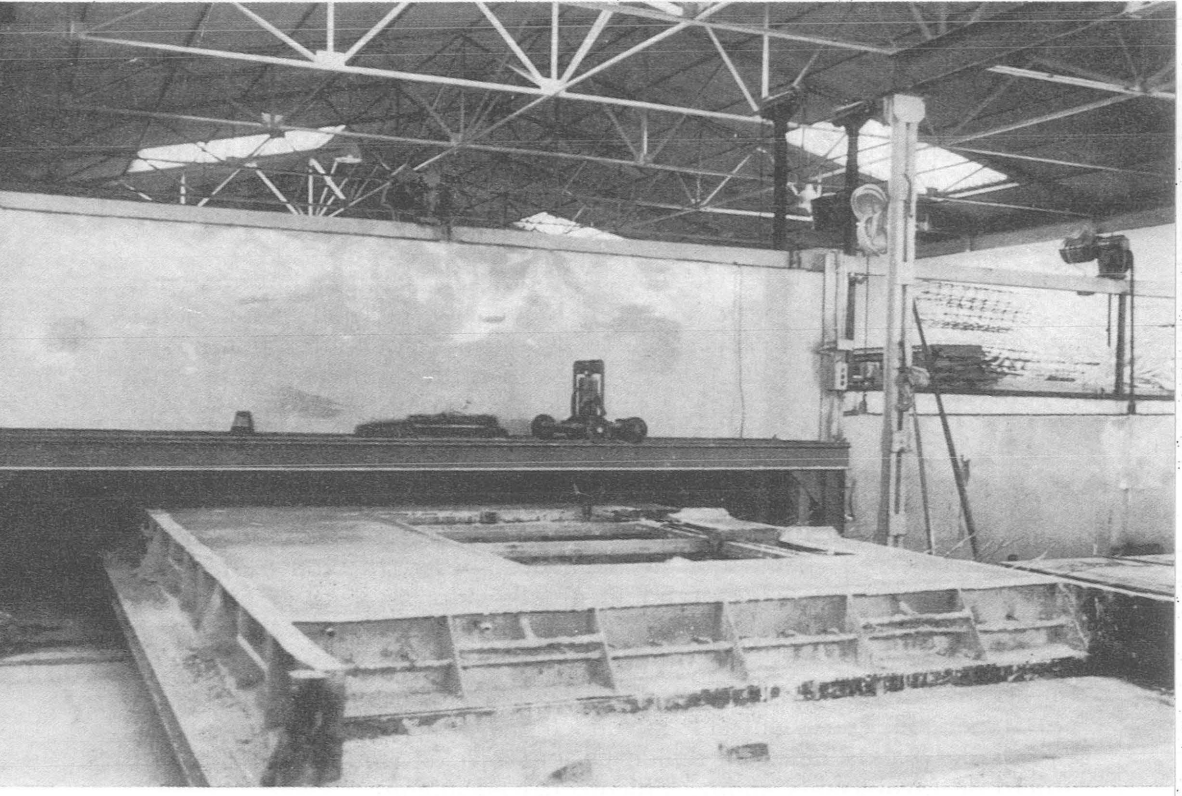


Fig. 9.38. Salida de un panel prefabricado del túnel de curado.

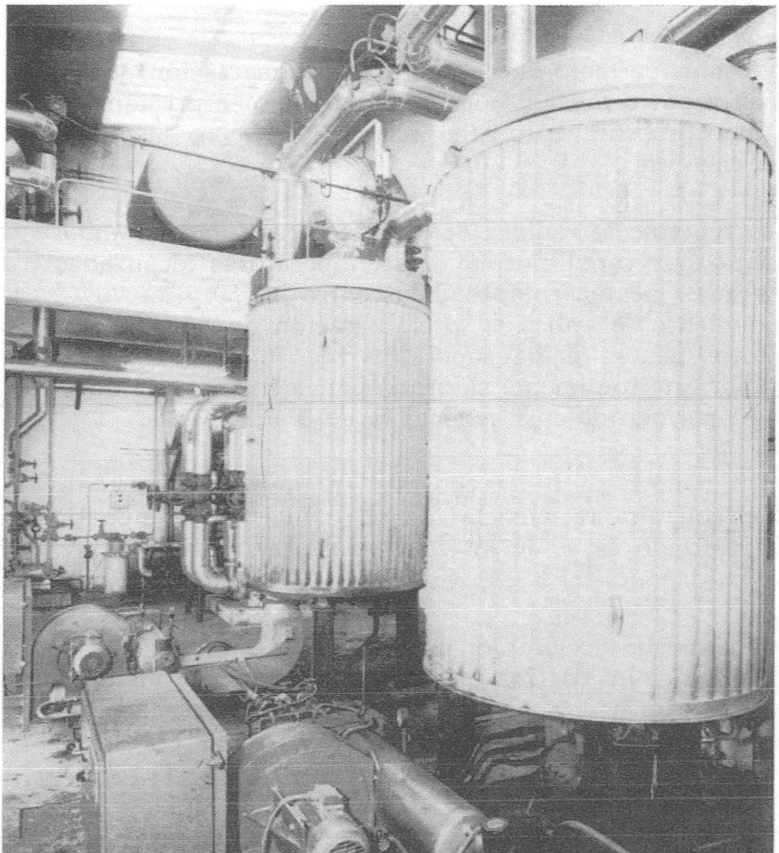


Fig. 9.39. Central de producción de vapor.

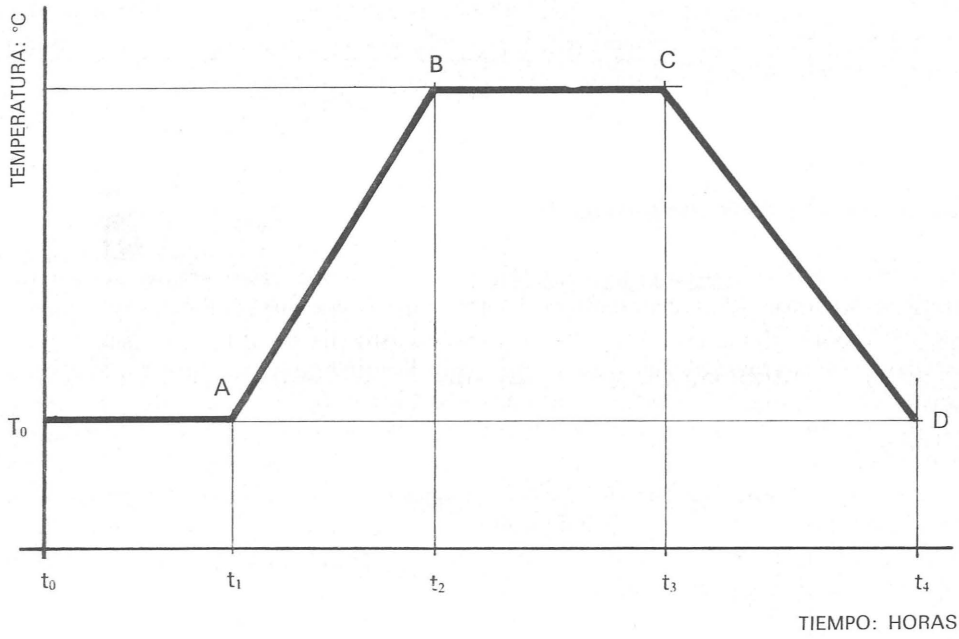


Fig. 9.40. Gráfico de temperatura/tiempo de una instalación de curado al vapor: t_0-t_1 = tiempo de espera; t_1-t_2 = calentamiento; t_2-t_3 = tratamiento; t_3-t_4 = enfriamiento.

Cuando se aplica este tipo de tratamiento, hay que tener en cuenta cuatro factores, de los que dependen los resultados obtenidos:

1. El tiempo de espera (T_1), que es el tiempo que tarda el hormigón en «tirar».
2. El calentamiento, o velocidad (V_1) de incremento de la temperatura (15 a 20° C por hora).
3. Temperatura máxima alcanzada (T_{max}) y tiempo de aplicación (T_2) (90° C y de 1 a 8 horas).
4. Enfriamiento (lo más lento posible).

Cuanto mayor es T_{max} mayor es la pendiente inicial de la curva tiempo/temperatura. Pero después de conseguir esta aceleración inicial, debe cuidarse el enfriamiento, que puede echar todo a perder.

4. Curado por temperatura

Consiste en hacer que el hormigón esté más caliente que el aire que le rodea, y exige que el aire esté cargado de humedad y que el hormigón sea muy compacto, ya que si no se desecaría rápidamente. Es método

empleado en prefabricación, haciendo pasar una corriente eléctrica por sus armaduras, que se calientan por el efecto Joule. Es técnica poco usada, por su elevado costo.

Juntas de hormigonado

Aparentemente, lo ideal en todo tipo de construcción es que el hormigonado se haga continuo, evitando las juntas y consiguiendo un monolitismo total. Pero en la práctica esto es imposible de conseguir, y en las obras son muchas las juntas de trabajo que hay que dejar para continuar el hormigonado al día siguiente o cierto número de días después. Pero es que, además, dichas juntas son necesarias para evitar que se produzcan fisuraciones por retracción, ya que las propias de retracción de cada pieza son independientes del proceso de hormigonado, pero, aun en ausencia de ellas, si el hormigonado es continuo y a ritmo muy rápido, pueden producirse fisuraciones por el acortamiento de retracción que sufre cada pieza de la estructura.

Esto obliga a prestar atención a los puntos de situación de dichas juntas, la forma de las mismas y el modo de continuar el hormigonado.

Como regla general, las juntas deben situarse en los puntos de menor fatiga y con superficie normal a las direcciones de compresión. Deberán evitarse las juntas en las zonas de fuertes tracciones.

Si en algún caso la junta se hiciera para prevenir los efectos de retracción, debe dejarse el tiempo suficiente para que la pieza hormigonada se haya deformado libremente.

La superficie de junta debe tratarse con cuidado, con objeto de que la discontinuidad constructiva que supone no se traduzca, en lo posible, en discontinuidad estructural. Para ello, la primera medida es emplear hormigones con los mismos apellidos a ambos lados de la junta, con lo que se obtiene la homogeneidad del conjunto a la hora de transmisión de esfuerzos. La segunda medida consiste en conseguir que peguen ambos hormigones, para lo cual el procedimiento más efectivo consiste en:

1. Limpieza de la junta mediante picado o arañado de la misma.
2. Tratamiento por chorro de agua para eliminar polvo y humedecer la junta.
3. Cubrir la junta con una lechada de cemento muy rica, de unos 2 mm de espesor.
4. Hormigonar sobre esta lechada inmediatamente.
5. En juntas de gran superficie, dejar GUINDAS o superficies rugosas.

Respecto al contacto entre hormigones fabricados con distintos conglomerantes, conviene llamar la atención sobre las siguientes incompatibilidades:

1. En general, y respecto al hormigón, se recomienda evitar el contacto de masas fraguadas y endurecidas, hechas con cementos de distintos tipos, sobre todo si uno de los hormigones contiene componentes nocivos para el otro y existe la posibilidad de acceso de humedad a la zona de contacto entre ambos.

   Más o menos diferida, puede tener lugar entonces la desintegración de uno de los cementos por reacciones con cambio de volumen. Tal puede ocurrir entre hormigones de cemento siderúrgico sobresulfatado y de cemento portland cuando el agua (del subsuelo, por ejemplo) se satura del sulfato cálcico del primero y penetra en la masa del segundo. Tal puede suceder también entre hormigones de cemento aluminoso y de cemento portland, sobre todo si éste es rico en álcalis.

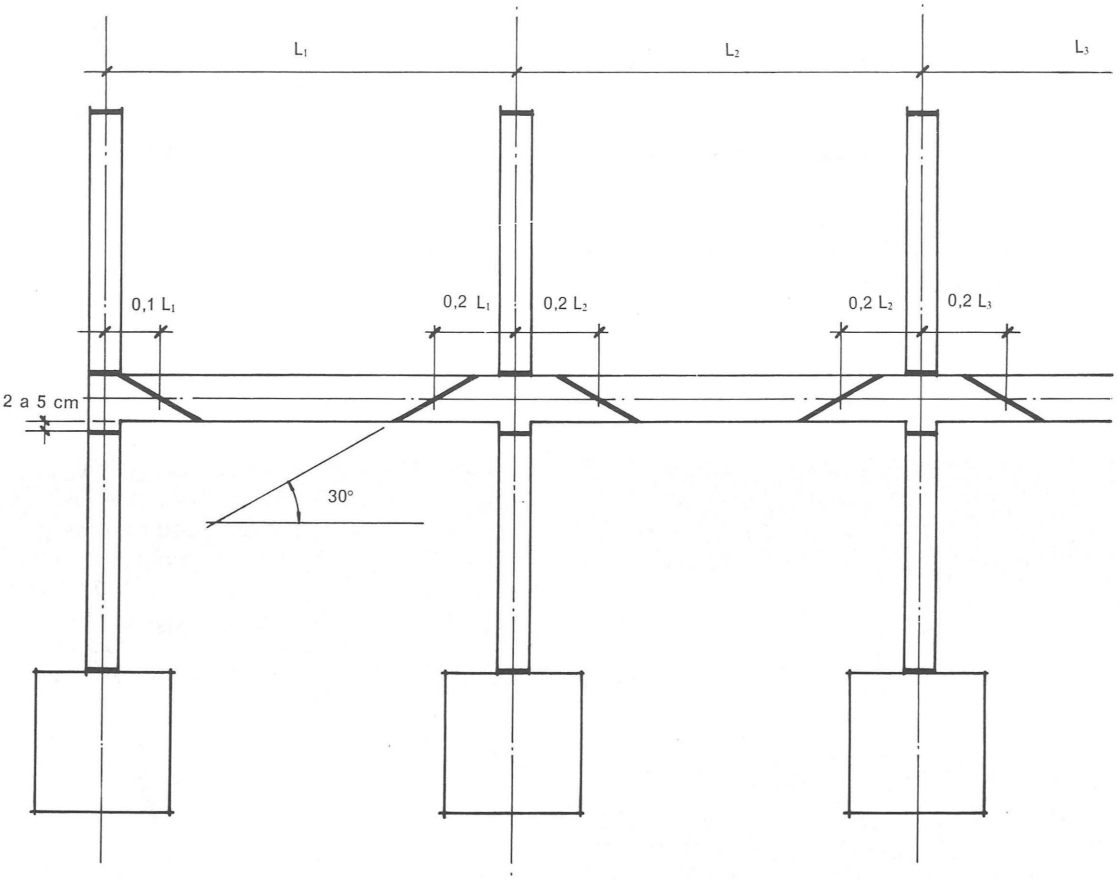


Fig. 9.41. Posición de juntas de hormigonado en una estructura reticulada.

Un caso real de lo expuesto puede ser el de una zapata de cimentación hecha con cemento sulfosiderúrgico o aluminoso (para resistir el ataque de un terreno yesífero), de la cual arrancan elementos estructurales hechos con cemento portland.

2. En lo que se refiere al acero, se recomienda evitar la presencia de una misma armadura recubierta por hormigones ya fraguados y endurecidos hechos con cemento de distintos tipos, por el peligro de corrosión a que aquélla puede estar sometida en virtud de la heterogeneidad del medio que la rodea.

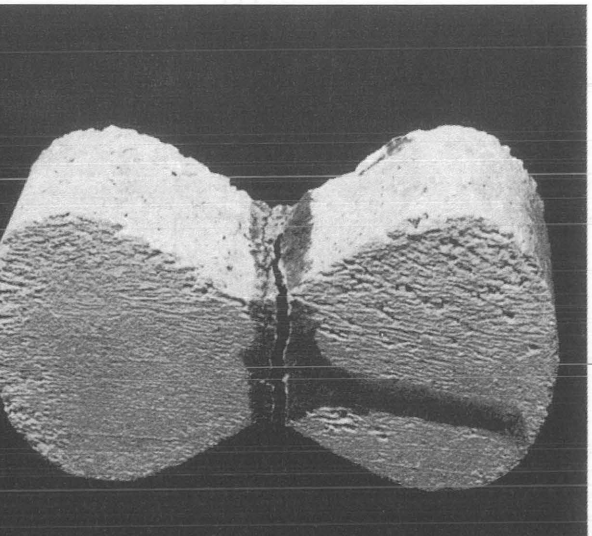
   Este peligro es mayor, y la corrosión puede llegar a ser muy fuerte, si próximas a las armaduras y paralelas a ellas hay tendidas líneas eléctricas. La posibilidad de corrientes derivadas implica entonces un riesgo de corrosión electroquímica, mucho más intensa y acelerada que la puramente química.

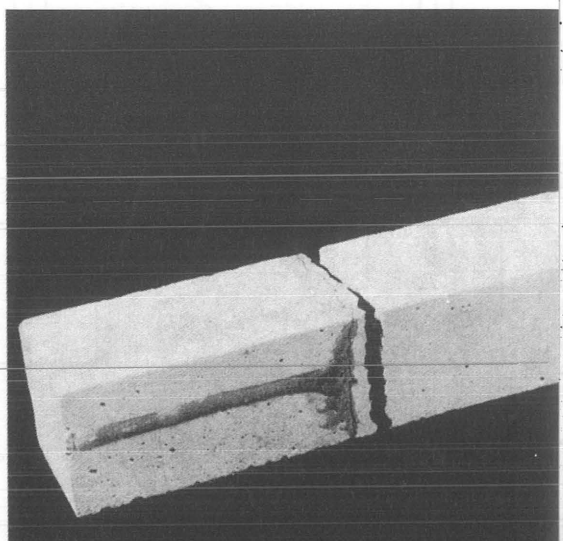
   La situación puede agravarse aún más en un medio (agua o suelo) salino, capaz de aportar cloruros, si éstos llegan a penetrar en el hormigón y entran en contacto con las armaduras.

* * *

Recientemente se ha desarrollado con éxito el empleo de juntas pegadas con adhesivos, con lo que se ha facilitado el desarrollo de uniones de piezas prefabricadas, e incluso la reparación de roturas. El método consiste en la impregnación de las juntas con ciertos productos sintéticos, como, por ejemplo, algunas resinas epoxi, con lo que se consigue aumentar considerablemente la adherencia. En ensayos realizados sobre piezas rotas y pegadas con estos productos, nunca vuelve a producirse la rotura por el mismo sitio (figs. 9.42 y 9.43).

Figs. 9.42 y 9.43. Ensayo a tracción y flexotracción de piezas reparadas con resinas epoxi.





10 encofrados

Definiciones ☆ Clasificación ☆ Encofrados de madera ☆ Cálculo de encofrados de madera ☆ Encofrados metálicos ☆ Encofrados de escayola ☆ Encofrados cerámicos ☆ Encofrados de hormigón ☆ Encofrados de plástico ☆ Encofrados de tejidos Encofrados de piedra ☆ Desencofrado ☆ Desencofrantes

Definiciones

Los ENCOFRADOS son construcciones auxiliares de muy variadas formas y materiales, destinados a servir de molde para la fabricación de un elemento constructivo de hormigón. Fundamentalmente todo encofrado debe cumplir las siguientes normas generales:

1. FORMA. Reproducir fielmente la forma y dimensiones del elemento constructivo que se va a hormigonar en él.
2. RESISTENCIA. Resistir el peso y los empujes del hormigón hasta que éste adquiera la resistencia necesaria.
3. ESTANQUIDAD. Ser estancos, evitando en lo posible las pérdidas de lechada.
4. INMOVILIDAD. Ser fijos y permanentes, sin sufrir ningún tipo de movimiento bajo las acciones dinámicas del vertido y compactación. Las tolerancias generalmente admitidas son de 5 mm para los movimientos locales y la milésima de la longitud de la pieza para los de conjunto.
5. RIGIDEZ. Ser indeformables bajo las acciones de cargas o de cambios de temperatura o humedad. Las tolerancias de deformaciones son, generalmente, de un trescientosavo de la luz en piezas flexionadas, y de 8 mm de flecha máxima de planeidad en paramentos, medida sobre regla de 2 m de longitud.
5. ADHERENCIA. No ser adherentes al hormigón, a no ser que se trate de encofrados perdidos.
6. SENCILLEZ. Permitir el fácil y rápido montaje y desencofrado, con la mayor economía posible de tiempo y dinero.

   En este último aspecto es de destacar la decisiva influencia que tiene el número de piezas iguales a hormigonar en la solución constructiva a adoptar.

Aunque generalmente se denomina ENCOFRADO a todo el conjunto de la construcción auxiliar, en realidad el ENCOFRADO es sólo el molde que da la forma, y la CIMBRA, el conjunto de apeos que lo sustenta en su posición correcta. Las tolerancias admisibles de posición y dimensión son las reseñadas en la tabla XVI del Apéndice.

Clasificación

Los encofrados son muy diferentes según el tipo de obra, calidad del hormigón, material..., pudiéndose clasificar todos ellos de acuerdo con los siguientes criterios:

A. Por el tipo de hormigón

1. ENCOFRADOS DE HORMIGONES VISTOS.
2. ENCOFRADOS DE HORMIGONES PARA REVESTIR.

B. Por el número de usos

3. ENCOFRADOS RECUPERABLES.
4. ENCOFRADOS PERDIDOS.
5. ENCOFRADOS MIXTOS.

C. Por su forma de uso

6. ENCOFRADOS DESMONTABLES.
7. ENCOFRADOS DESLIZANTES.

D. Por su superficie

8. ENCOFRADOS CONTINUOS.
9. ENCOFRADOS DISCONTINUOS.

E. Por sus materiales

10. ENCOFRADOS DE MADERA.
11. ENCOFRADOS METALICOS.
12. ENCOFRADOS DE ESCAYOLA.
13. ENCOFRADOS DE HORMIGON.
14. ENCOFRADOS CERAMICOS.
15. ENCOFRADOS DE PLASTICO.
16. ENCOFRADOS DE CARTON.
17. ENCOFRADOS DE TEJIDOS.
18. ENCOFRADOS DE PIEDRA.

Fig. 10.1. Cara vista de un hormigón encofrado con tablas sin cepillar para acusar sus vetas.

F. Por su forma

19. ENCOFRADOS DE SUPERFICIES PLANAS.
20. ENCOFRADOS DE PIEZAS PRISMATICAS.
21. ENCOFRADOS DE SUPERFICIES CURVAS.

Para su estudio se agrupan todos estos diferentes tipos de encofrados, atendiendo en primer lugar a la clasificación por su material.

Encofrados de madera

En la ejecución «in situ» la mayor parte de los encofrados se construyen de madera, porque, como dice NERVI: «El encofrado de madera es verdaderamente insustituible por la calidad y textura que da a la faz del

hormigón». Tales ventajas se concretan fundamentalmente en las siguientes:

1. Protección del hormigón fresco de los cambios térmicos, abrigándole frente a temperaturas frías, y preservándole del sol directo.
2. La buena estanquidad de sus juntas, producida aun con juntas a tope, por la hinchazón que sufre la madera al humedecerse.
3. Efectivo curado de la superficie del hormigón por el agua retenida por la madera, procedente del propio hormigón, o del regado del encofrado.
4. Posibilidad de conseguir gran variabilidad de texturas, en favor de su estética.

Para la ejecución de encofrados de madera se emplea preferentemente madera de pino en las siguientes dimensiones:

Tabla	2,5 × 10 cm
Tabloncillo	5 × 15 cm
Tablón	7 × 20 cm

mientras que los puntales suelen ser los rollizos de eucalipto o de chopo, si bien cada día se impone más la solución de emplear puntales metálicos telescópicos.

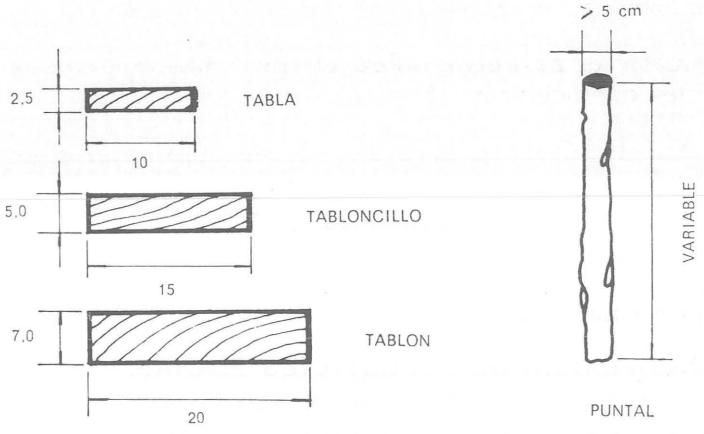


Fig. 10.2. Piezas de madera corrientemente empleadas.

Para el mejor aprovechamiento de la madera se debe tender a utilizar las piezas enterizas, evitando los cortes (el serrucho es el enemigo número uno de la economía de los encofrados de madera). La preferencia en el empleo de la tabla, el tabloncillo o el tablón la marcan los esfuerzos a soportar y el número de usos que vaya a tener el encofrado, ya que después de cada uso se exige limpiar el tablero, que por rozamiento se va reduciendo de espesor.

Salvo casos excepcionales, las tablas se colocan a tope, sin ensamble al canto, confiando la unión a los clavos, generalmente de 20/40, 31/70 y 38/100, según se trate de clavar tablas, tabloncillos o tablones. Estos clavos son colocados de acuerdo con las normas señaladas en Carpintería * para las uniones clavadas, con la única diferencia de que ahora se prefieren las uniones con pocos clavos y robustos, clavados en paralelo, ya que así se facilita luego el desclavado.

Los encofrados de madera de uso más corriente son los siguientes:

1. Encofrados de superficies planas horizontales.
2. Encofrados de superficies planas verticales.
3. Encofrados de cimentaciones.
4. Encofrados de piezas prismáticas (soportes y vigas).
5. Encofrados de escaleras.
6. Encofrados de superficies curvas.

1. Encofrados de superficies planas horizontales

Es el caso típico de encofrados de placas y forjados. Están constituidos por el TABLERO horizontal, las SOPANDAS que lo rigidizan (formando los FONDOS), los PUNTALES de apoyo y las SOLERAS que transmiten las cargas de los puntales, a través de las cuñas, al terreno o forjado inferior. Para evitar el posible vuelco de los puntales se colocan RIOSTRAS en diagonal, generalmente en cruz de San Andrés, que al fijar la verticalidad en dos direcciones estabilizan el conjunto.

Antes de verter el hormigón sobre el encofrado es necesario efectuar las siguientes operaciones:

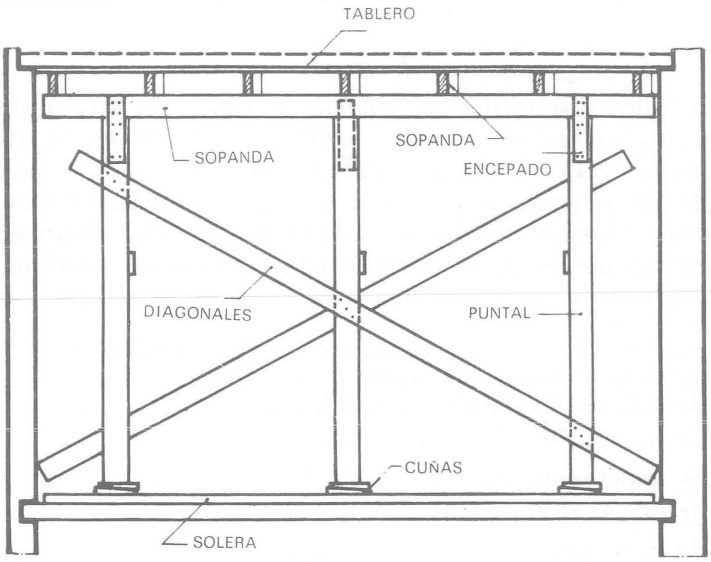
1. Limpiarlo bien.
2. Templar las cuñas.
3. Nivelar y aplomar el encofrado.
4. Humedecerlo para evitar la absorción del agua del hormigón y favorecer su curado, o impregnar la superficie con un desencofrante adecuado.

2. Encofrados de superficies planas verticales

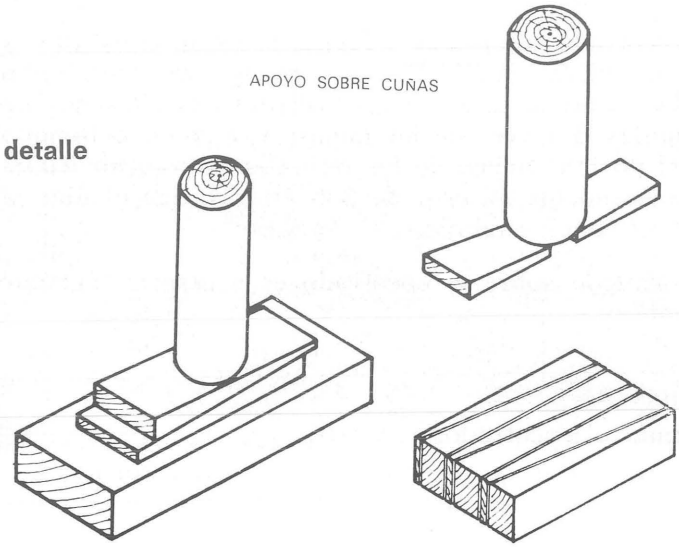
Es la solución clásica de encofrados de muros a una o dos caras. Las tablas que definen el TABLERO se rigidizan mediante los COSTALES, formando el COSTERO. Estos costeros, para resistir los empujes del hormigón fresco sin deformarse o volcarse, precisan de:

1. Sujeción de pie, constituida, generalmente, por una SOLERA.
2. CARRERAS, cruzadas con los costales, que sirven de apoyo a los CODALES oblicuos, que actúan como tornapuntas, anclados en una solera inferior.

* Ver «CONSTRUCCION, CARPINTERIA», de F. Cassinello.



sección



detalle

perspectiva

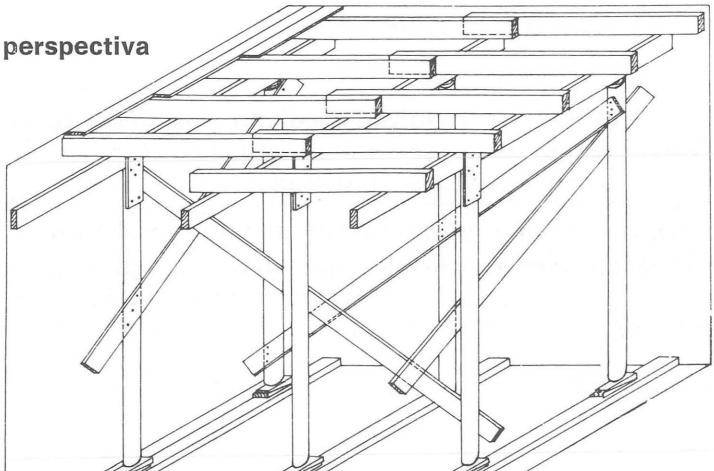


Fig. 10.3. Encofrado de superficies

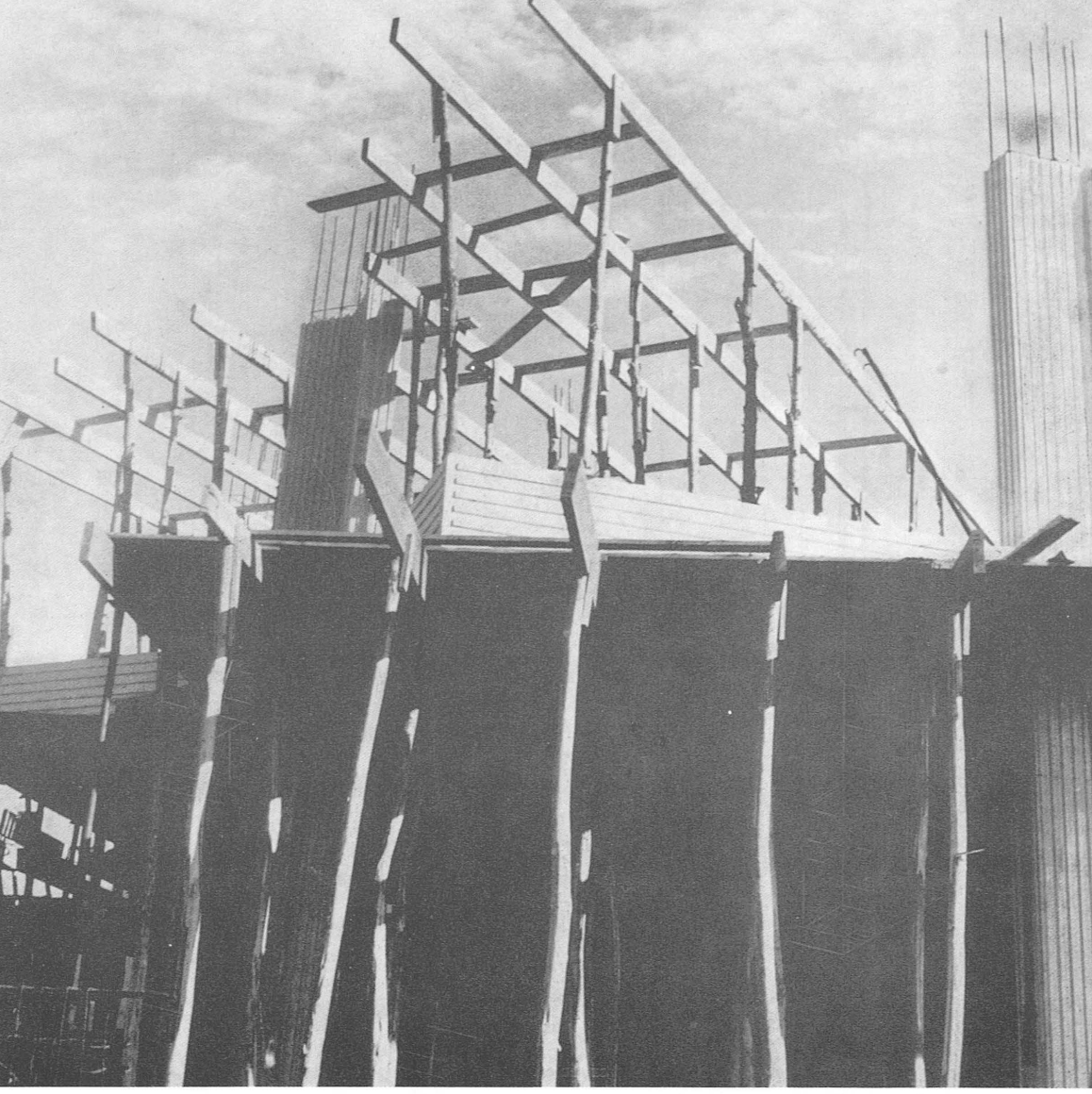


Fig. 10.4. Encofrado de superficies horizontales: colocación de puntales y sopandas.

3. LATIGUILLOS o CODALES, que garantizan el espesor o separación entre tableros. Estos LATIGUILLOS pueden ser TRENZADOS, CON CUÑAS o CON SEPARADOR.

Estos encofrados, si la compactación es enérgica, pueden tender a levantarse, dejando salir el hormigón por la parte inferior, por lo que exigen peso o anclaje al terreno.

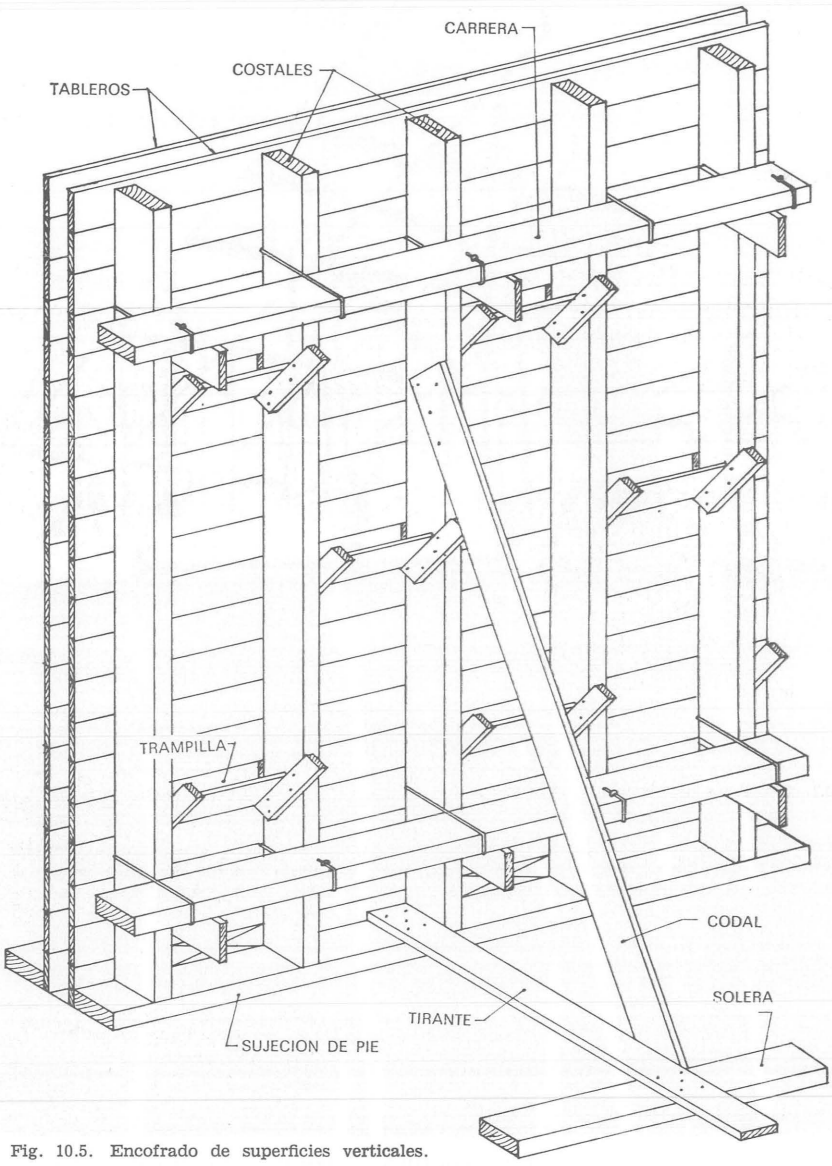


Fig. 10.5. Encofrado de superficies verticales.

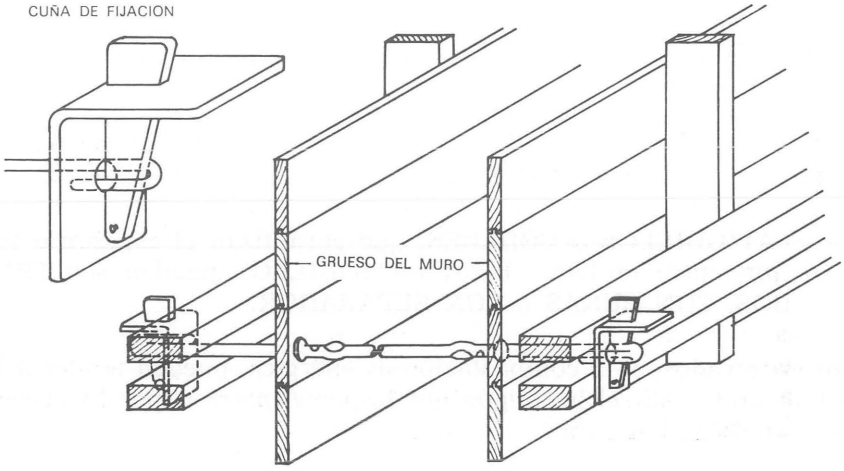


Fig. 10.6. Latiguillo con cuñas.

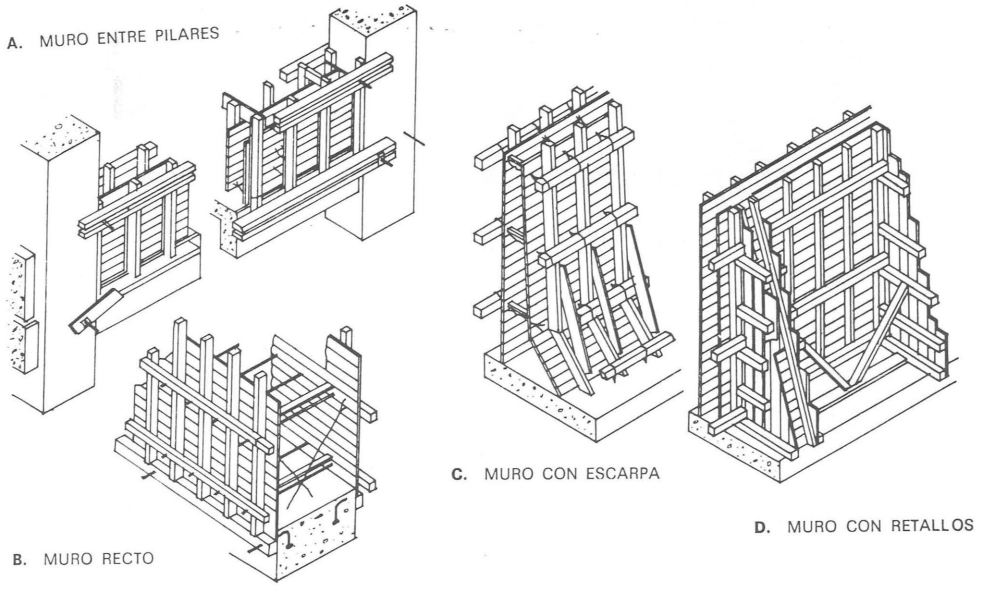


Fig. 10.7. Encofrado de diferentes tipos de muros.

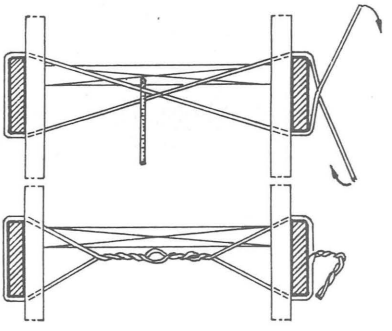


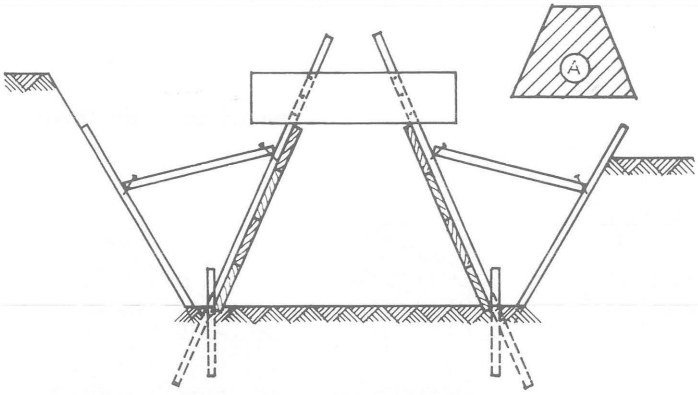
Fig. 10.8. Latiguillos trenzados.

3. Encofrados de cimentaciones

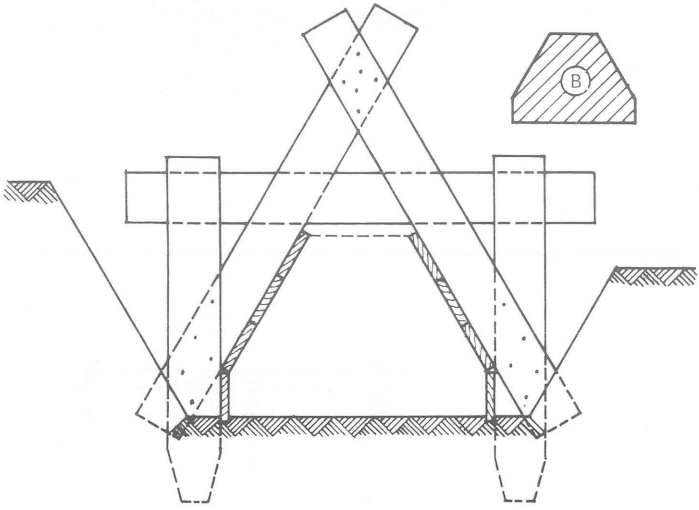
Como norma general, el hormigonado de cimentaciones debe hacerse sin encofrado, aprovechando como tal la propia superficie del terreno. Pero en muchos casos, por tratarse de terrenos sueltos, esto no es posible, o, por el contrario, es el costo del volumen de hormigón que puede obtenerse el que obliga a ejecutar un encofrado que incluso puede quedar perdido.

Para las cimentaciones en zanja, se procede a encofrar de modo análogo al señalado en el caso de muros aprovechando los taludes del terreno para acodalar el encofrado contra él mediante CODALES o relleno de piedra suelta.

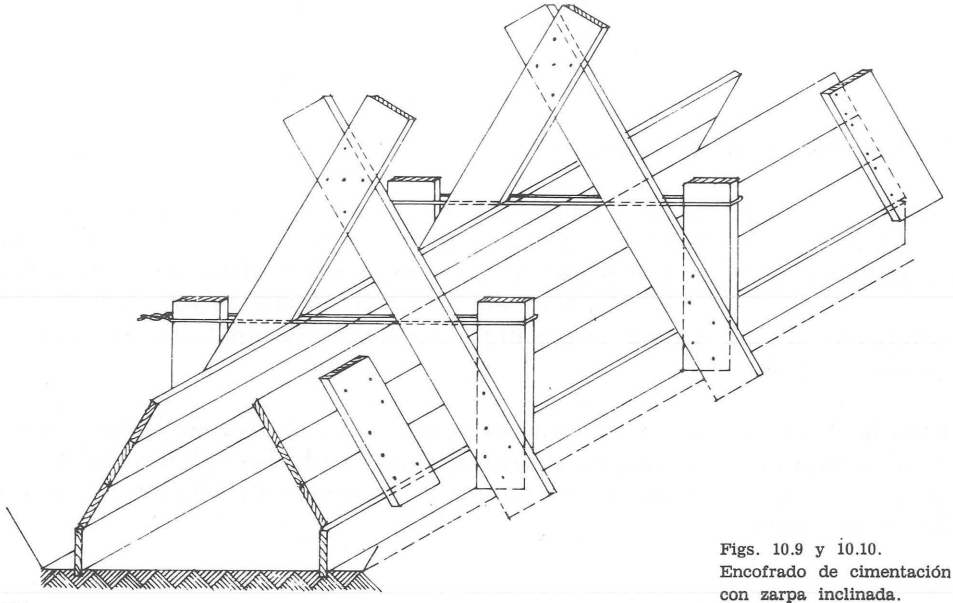
encofrado de zanjas de cimentación



A. Trapecial



B. Hexagonal



Figs. 10.9 y 10.10.
Encofrado de cimentación con zarpa inclinada.

C. Rectangular

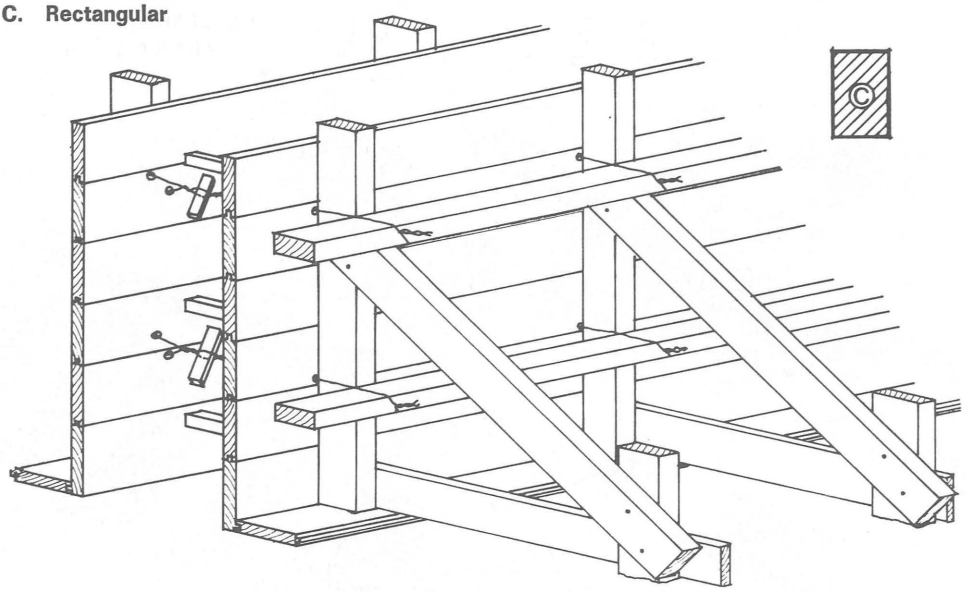


Fig. 10.11. Encofrado de cimentación recta de un muro.

En la cimentación de pilares por medio de zapata profunda y macho es preciso encofrar ambos elementos. El encofrado de la zapata puede hacerse con costeros inclinados o con escalonamientos. Esta solución es más económica, pues en la construcción de los encofrados tronco-piramidales hay que cortar muchas tablas; pese a ello, si el encofrado va a tener muchas utilizaciones se hace por bandas superpuestas de tal modo que el lado base de una es el lado de coronación de la inmediata inferior; el conjunto se arriostra con cerchas triangulares y se fijan al terreno por medio de estaquillas o soleras. Pero hasta pendientes de 30° se pueden hormigonar sin encofrar estos planos, empleando hormigón seco, compactado por apisonado.

encofrado de cimentaciones

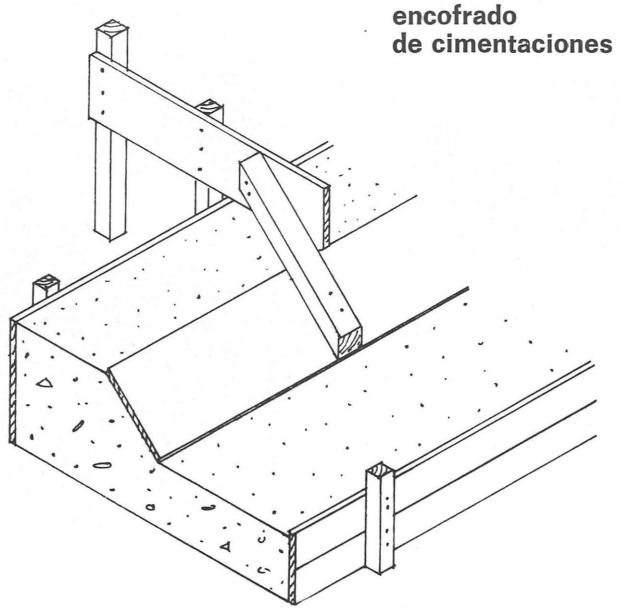
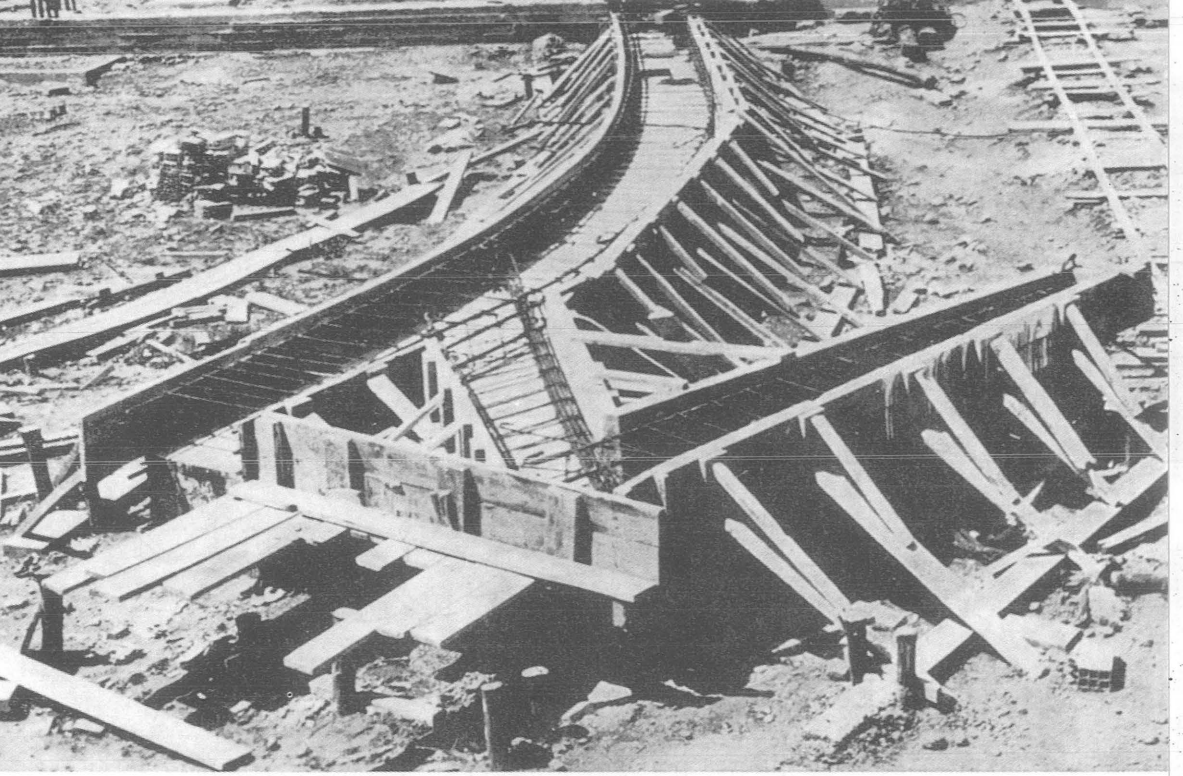
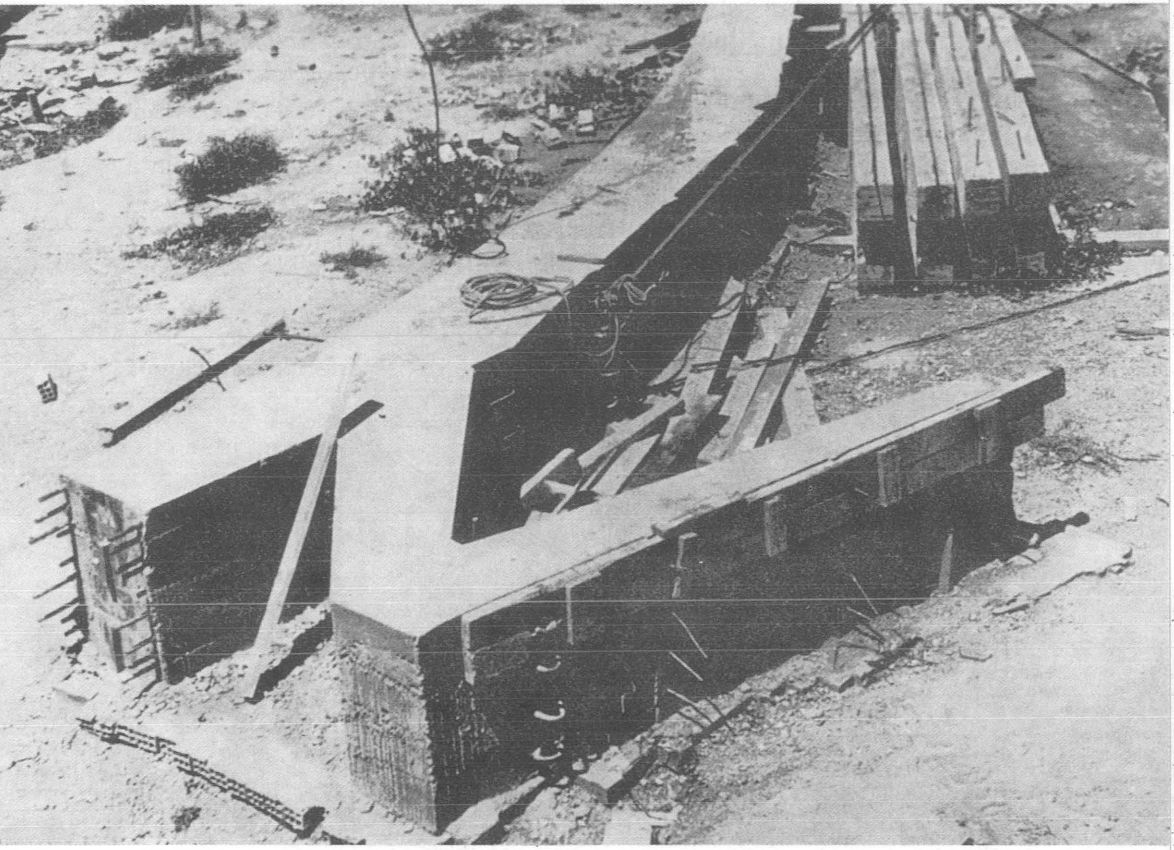


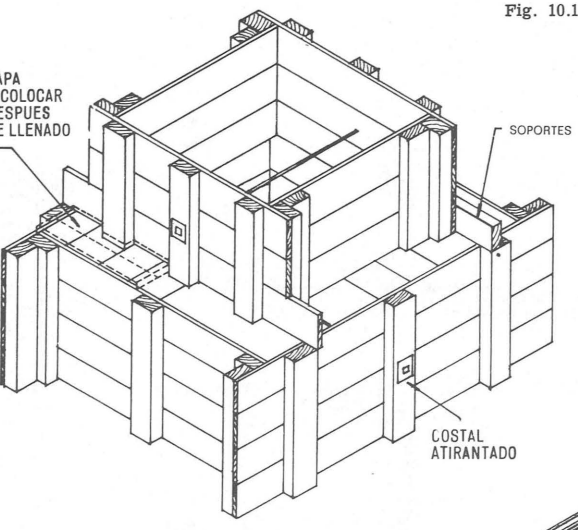
Fig. 10.12. Encofrado de plano inclinado superior.





Figs. 10.13 y 10.14. Encofrado de costeros de una pieza prefabricada a pie de obra.

Fig. 10.15. Encofrado de dado de cimentación escalonado.



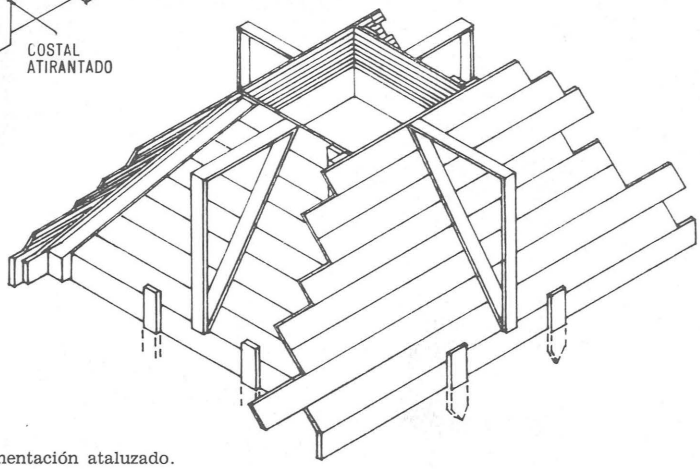


Fig. 10.16. Encofrado de dado de cimentación ataluzado.

4. Encofrado de piezas prismáticas

Los dos casos típicos los constituyen los encofrados de pilares y de jácenas, cuyas técnicas son bien diferentes.

En el encofrado de soportes, la primera operación que hay que realizar es el replanteo de la base del soporte, lo cual se hace colocando cuatro tablones o tabloncillos, cuyo perímetro interior es el exterior del encofrado del soporte. El encofrado consta fundamentalmente de los cuatro tableros laterales, variando el sistema de atado o zunchado de los mismos.

Los TABLEROS se hacen generalmente con tablas verticales, rigidizados por COSTALES horizontales que sirven para: acodalamiento de los arriostramientos que garantizan la verticalidad, a la vez que sus cogotes permiten la fijación de las BRIDAS metálicas, que, debidamente acuñadas, producen el aprieto o zunchado del encofrado.

encofrado de pilares

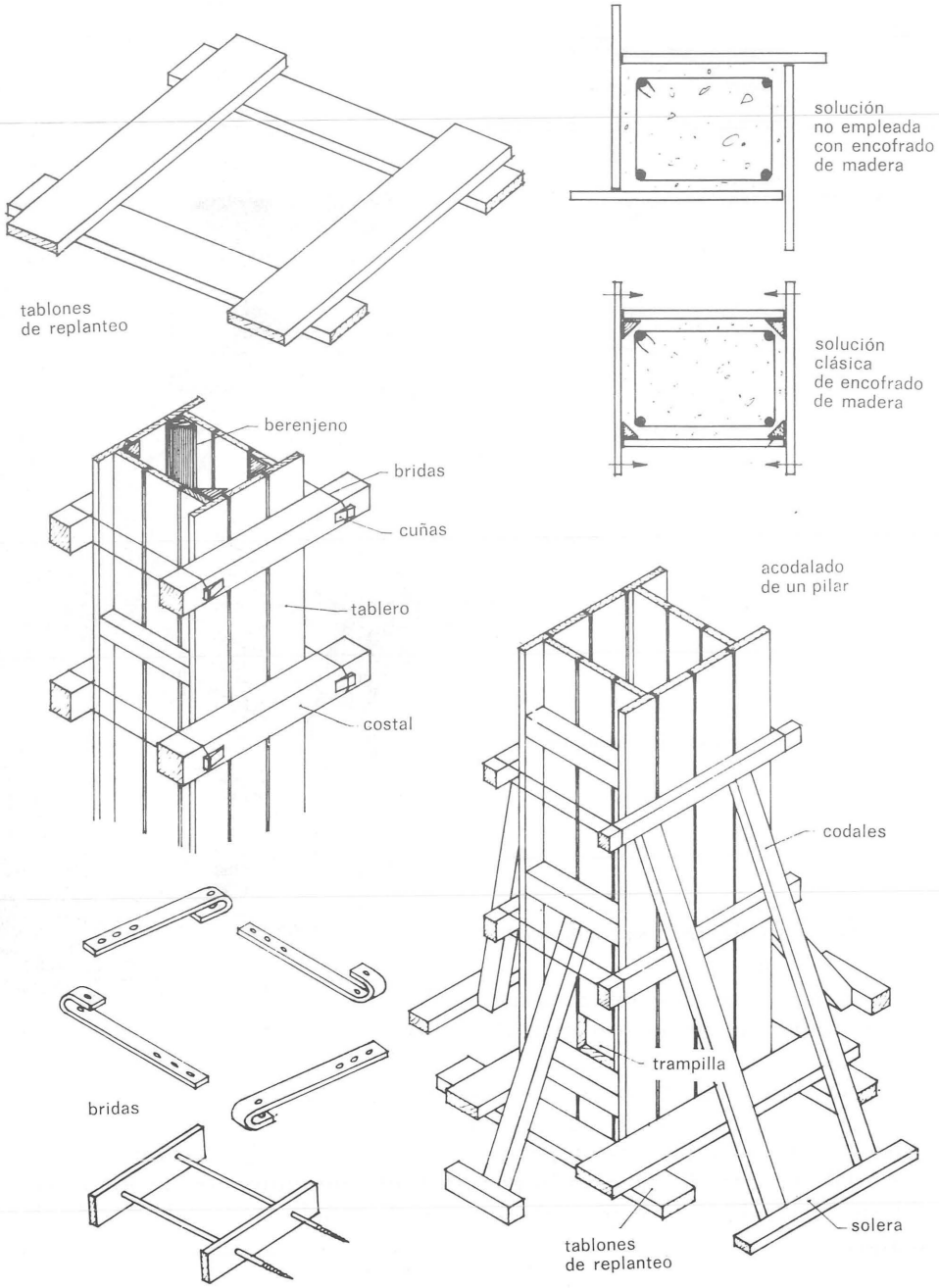


Fig. 10.17. Encofrado de un pilar recto de sección rectangular.

encofrado de pilares

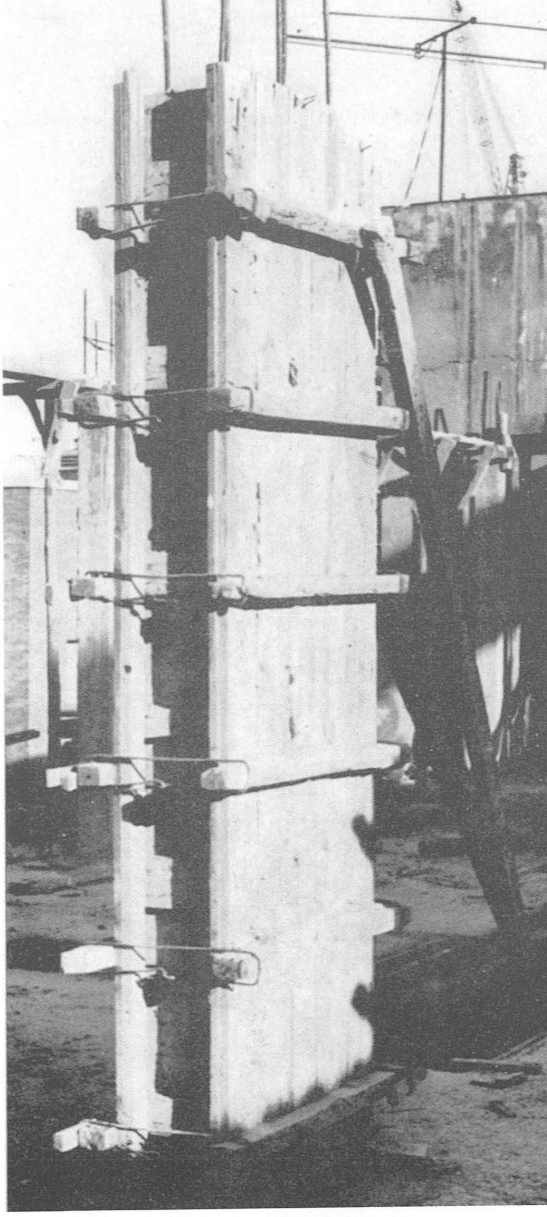


Fig. 10.18. Encofrado de un pilar con bridas acuñadas.

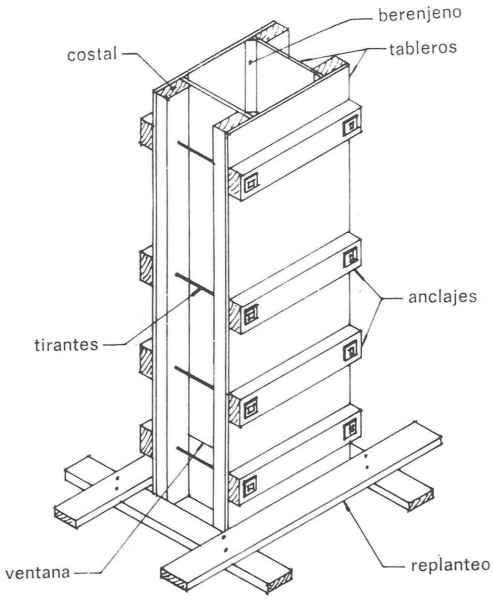
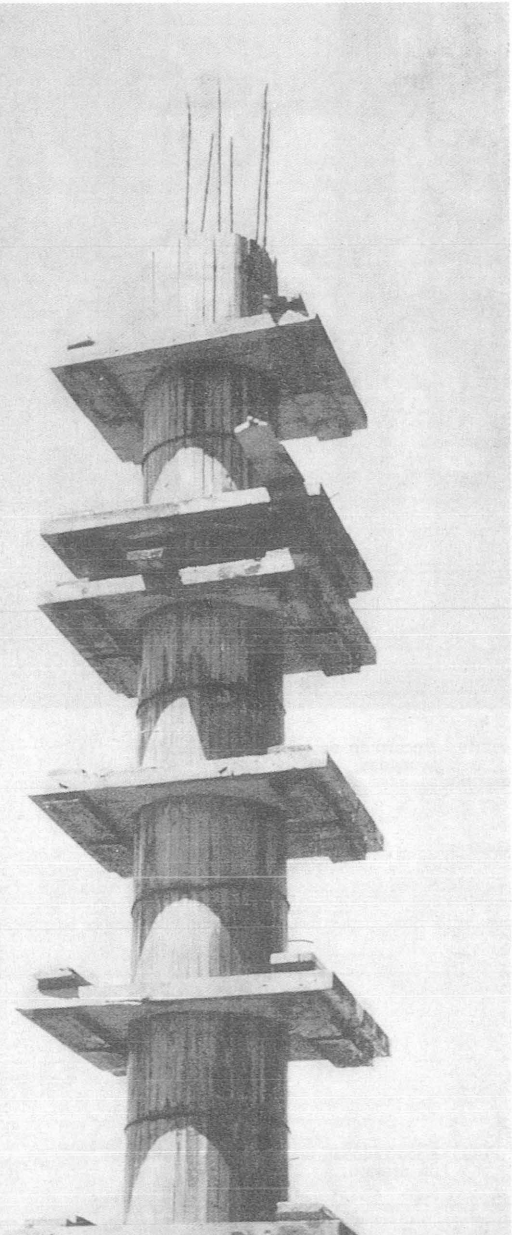
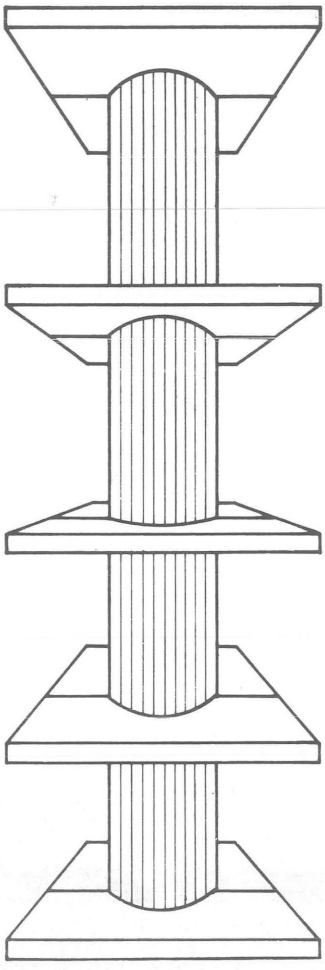
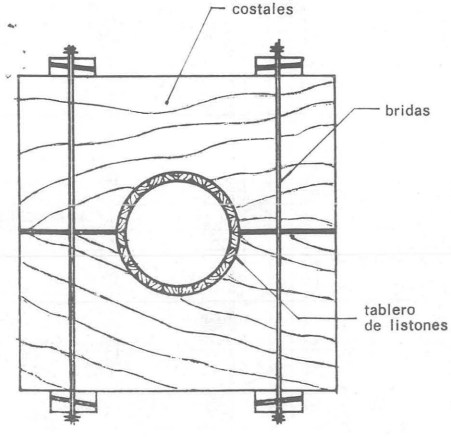


Fig. 10.19. Encofrado de un pilar con pasadores de presión.

Figs. 10.20 y 10.21. Encofrado de un pilar circular.

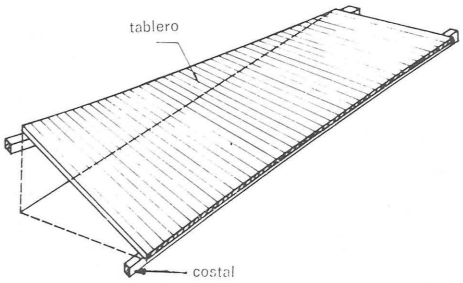


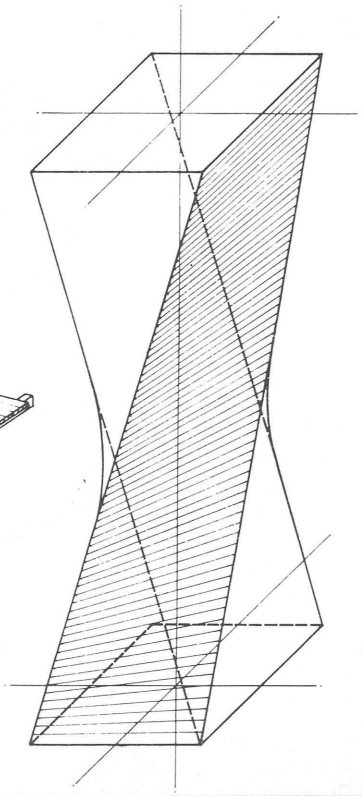




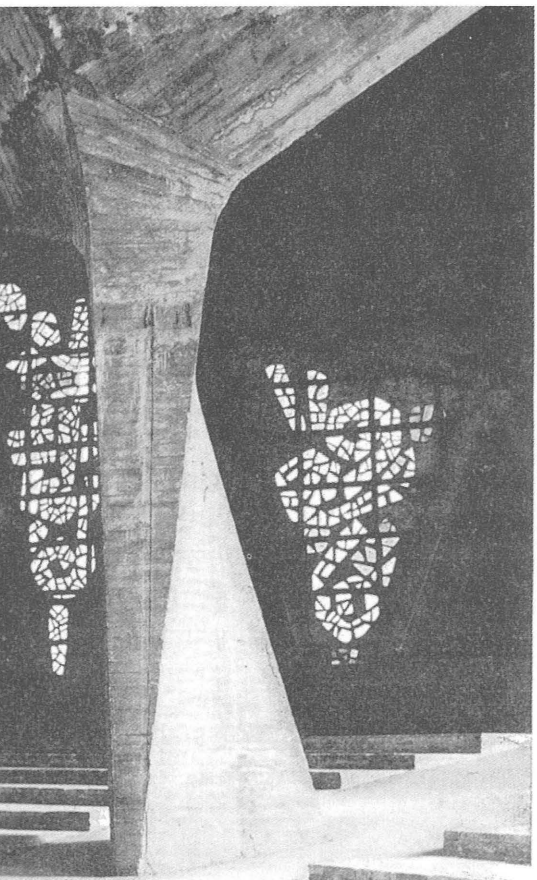
pilares circulares, elípticos, ovales...

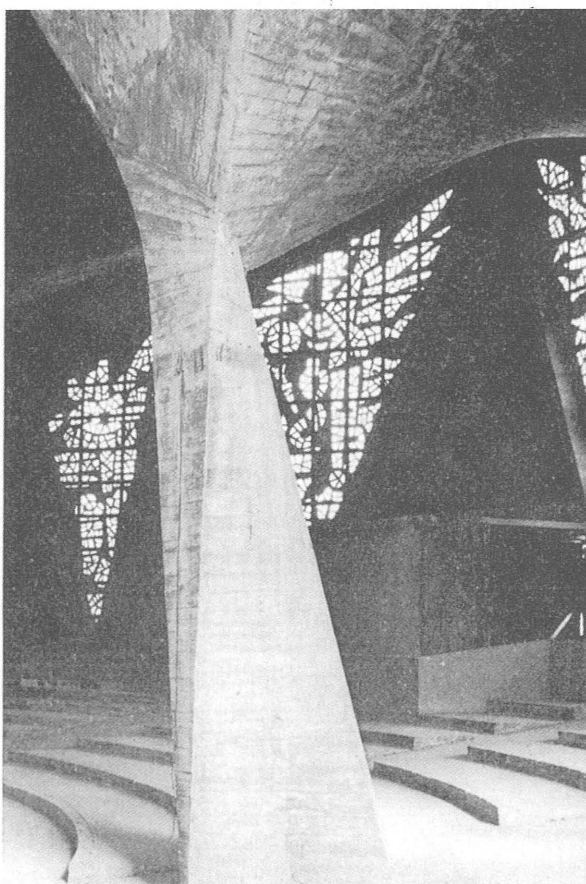
encofrado de pilares





Figs. 10.22 y 10.23. Encofrado de un pilar de caras parabólico-hiperbólicas.





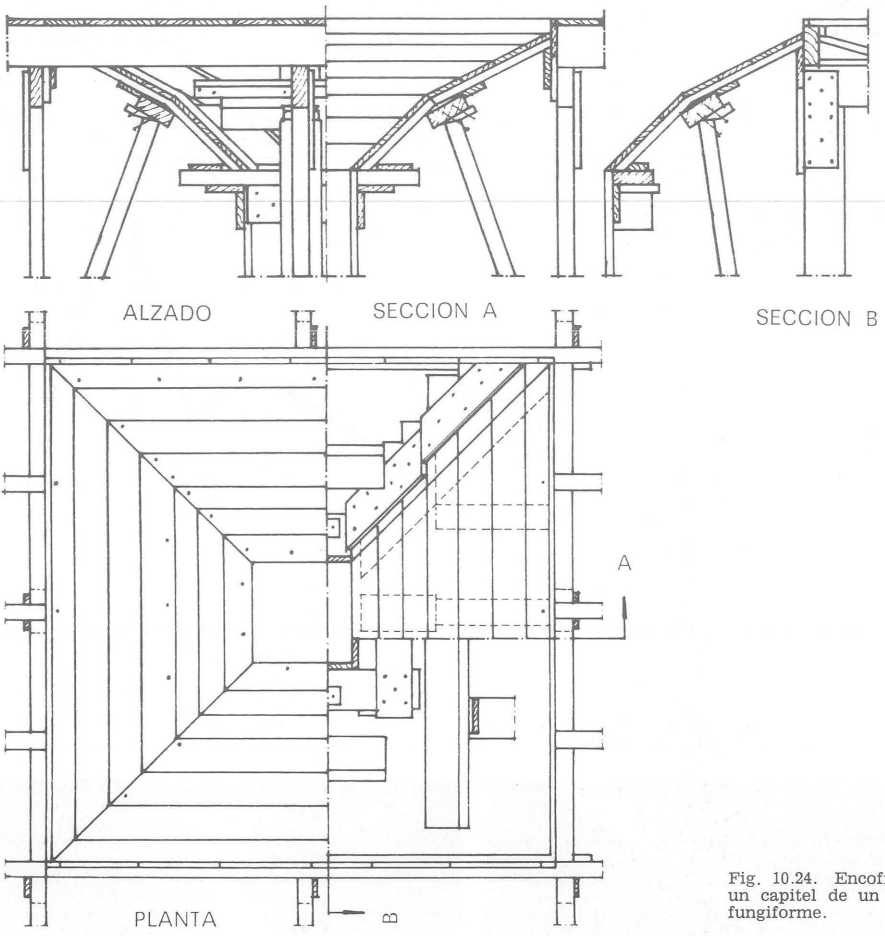


Fig. 10.24. Encofrado de un capitel de un forjado fungiforme.

La sección cuadrada o rectangular, generalmente adoptada, lleva matadas sus esquinas en chaflán, por medio de los BERENJENOS, o listones de sección triangular, que cumplen una doble misión: favorecer la estanquidad de las juntas y evitar el desconchamiento de las aristas a la hora de desencofrar.

Debe existir la posibilidad de poder limpiar la base y extraer algún objeto caído, por lo que uno de los tableros debe llevar en su parte inferior una ventana de registro.

Es conveniente acodalar en las cuatro direcciones, con objeto de poder garantizar el plomo del pilar frente a la acción dinámica durante el ververtido y compactación del hormigón.

El encofrado de pilares de planta circular se hace con codales de tabla recortada y listoncillos de pocos centímetros de tabla, desdoblándose

el encofrado en dos mitades simétricas respecto a un plano diametral vertical. Solución análoga adoptan los encofrados de pilares poligonales (hexagonal, octogonal...).

Un caso particular, hoy día frecuente, lo constituyen las piezas lineales, sobre todo soportes, limitados por caras de superficies regladas. El encofrado sigue los mismos principios señalados para piezas prismáticas, con el consiguiente alabeo de sus costeros.

* * *

El encofrado de viga o jácena consta fundamentalmente de dos tipos de tableros: FONDOS y COSTEROS. Como el desencofrado de los costeros puede hacerse muchos días antes que el de los fondos, la primera

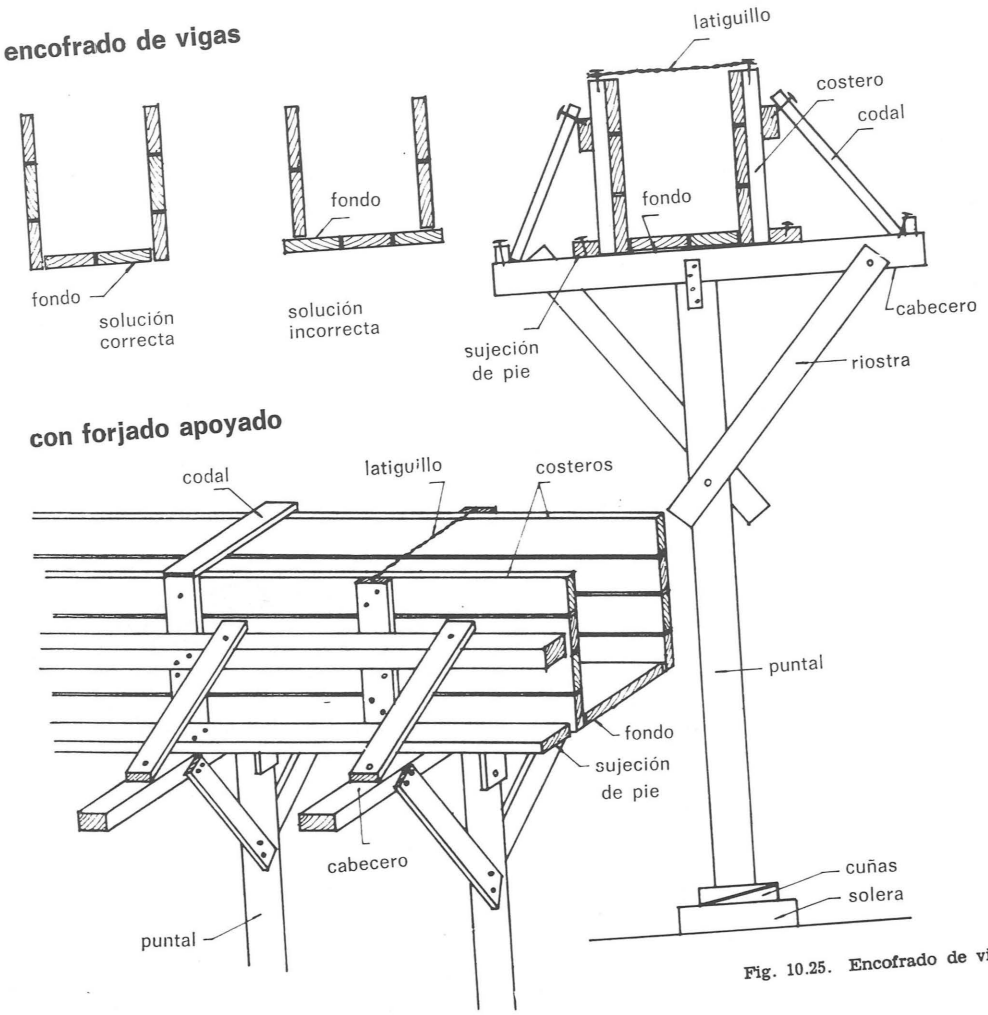


Fig. 10.25. Encofrado de vigas.

con forjado empotrado

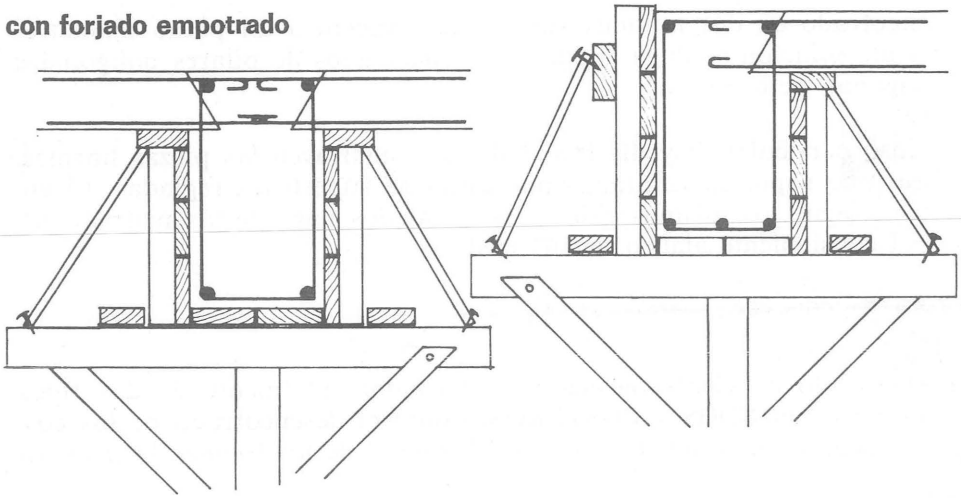


Fig. 10.26. Encofrado de jácenas con forjado empotrado.

Fig. 10.27. Collarino de remate del pilar.

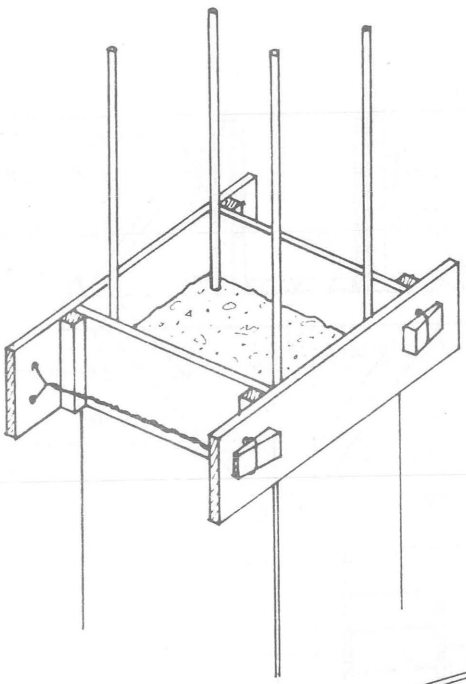
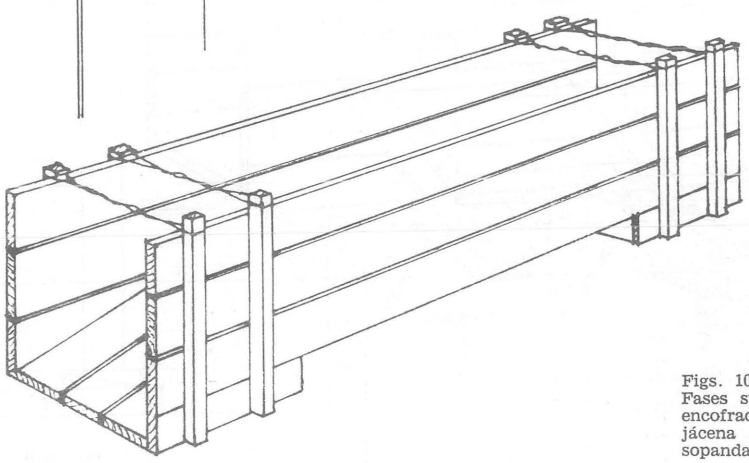
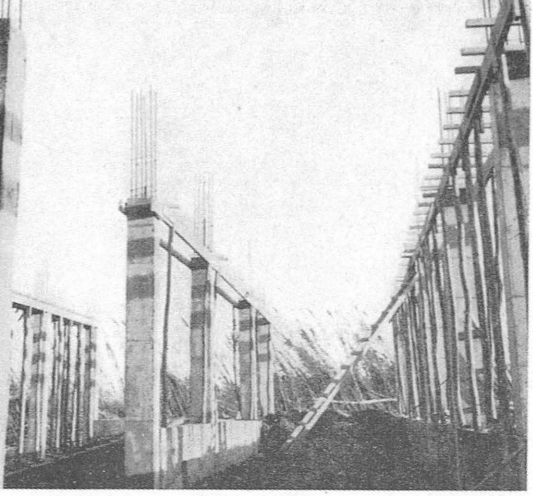
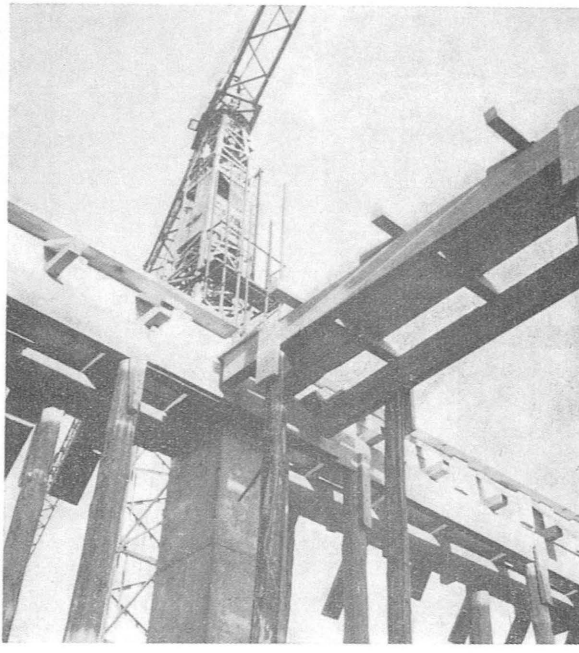
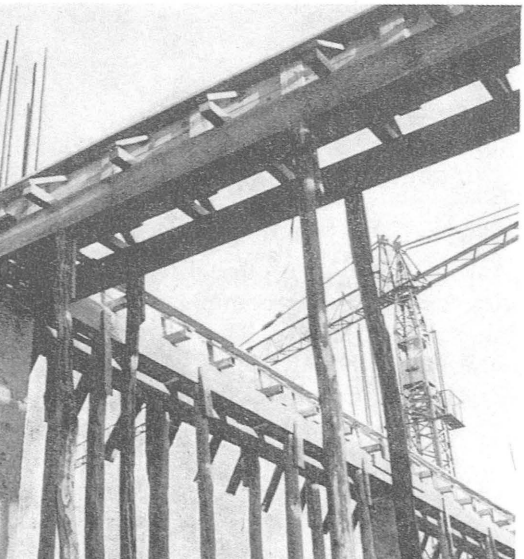
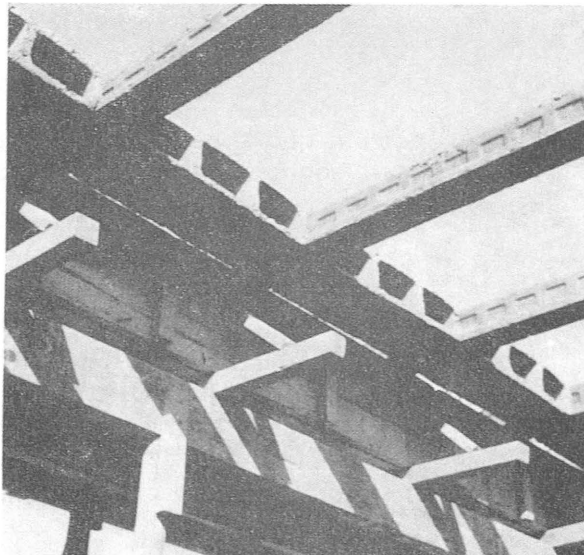


Fig. 10.28. Encofrado de una viga con cartelas.



Figs. 10.29 a 10.34. Fases sucesivas del encofrado de una jácena con dobles sopandas.



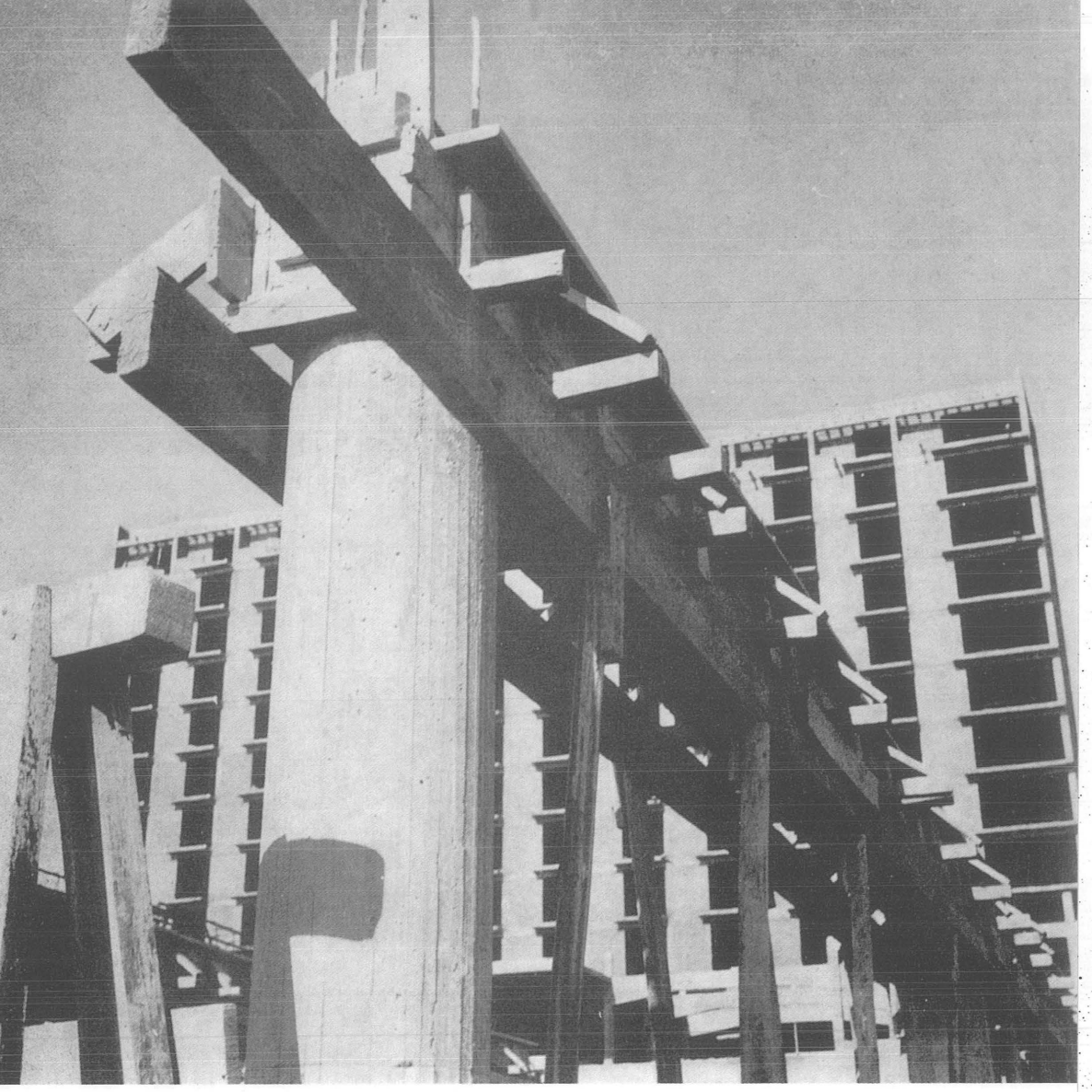
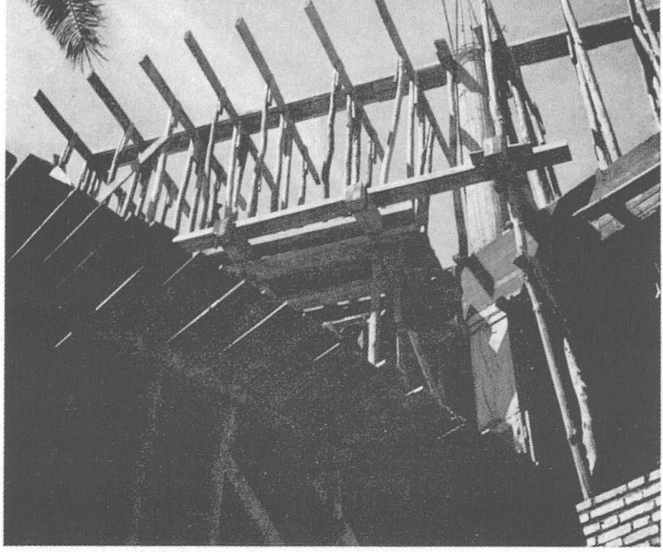


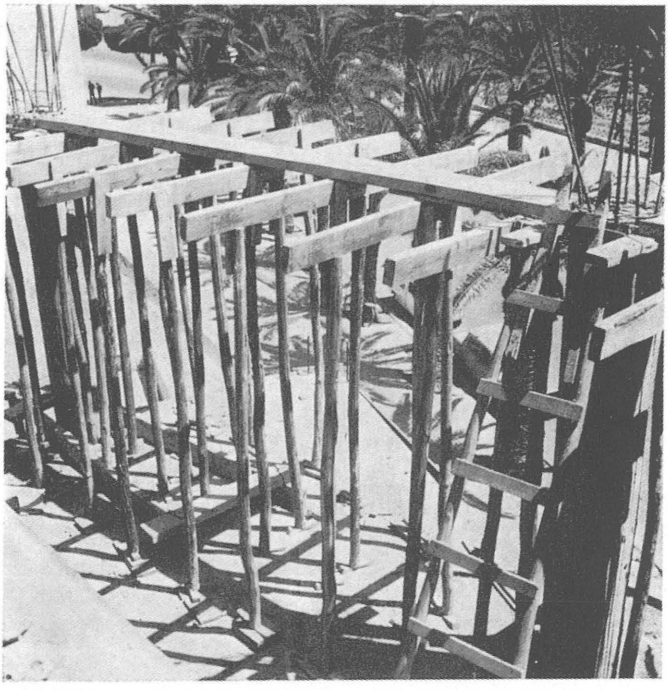
Fig. 10.35. Detalle del encofrado de un jácena.

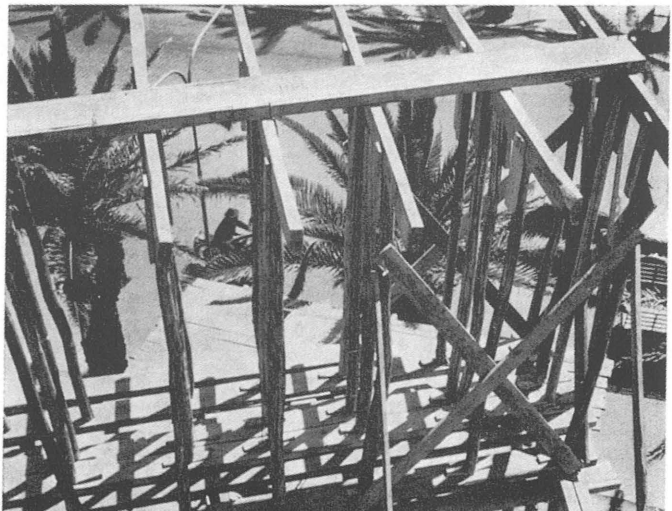
condición que deben cumplir estos encofrados es que los costeros no apoyen sobre los fondos, sino que se unan lateralmente contra sus cantos.

El encofrado de vigas consta, pues, de un encofrado de superficie horizontal —el fondo— y otros de superficie vertical —los costeros—. Sus elementos constructivos, de abajo arriba, son: SOLERA, CUÑAS, PUNTAL, CABECERO con RIOSTRAS, FONDO, COSTEROS, CARRERA, SUJECION DE PIE, CODALES y LATIGUILLOS. Con esta organización constructiva, los puntales resultan demasiado juntos (50 a 75 cm), por

encofrado de vigas







Figs. 10.36 a 10.38. Colocación del fondillo del encofrado de una viga de gran canto.

lo que suele sustituirse por otro sistema consistente en DOBLES PUNTALES y SOPANDAS, que permiten ampliar las luces de paso de 1 a 2 m, según la sección de las sopandas y peso de la jácena.

Se consiguen grandes economías de espacio y estructura empotrando los forjados en las jácenas, con lo que además se beneficia la estabilidad del conjunto frente a acciones horizontales. Por ello, siempre que sea posible, debe procurarse este empotramiento, para lo cual el encofrado acaba en una tabla horizontal que se apoya en los costales y tableros y que sirve de apoyo a las viguetas. En la figura 10,26 se reseñan los detalles constructivos en los casos de jácena intermedia y de borde con y sin voladizo. El pasar las viguetas con voladizo por la jácena de borde es prácticamente difícil de realizar, a no ser que se trate de viguetas semirresistentes, por lo que o se apoyan sobre la jácena o se hace el voladizo como placa hormigonada.

Generalmente, se hormigonan primero los pilares, y cuando éstos ya están desencofrados se procede a encofrar y hormigonar las jácenas. El pilar se hormigona hasta unos centímetros más abajo del fondo de la jácena, y se coloca un COLLARINO debidamente zunchado, que encofra los centímetros que faltan de pilar, a la vez que sirve de apoyo extremo de los fondos. Cuando el pilar tiene lado mayor que el ancho de la jácena, este collarino tiene las muescas adecuadas, de sección igual a la de las jácenas; esta operación es entretenida, y hoy día se tiende a hacer pilares y jácenas del mismo ancho, empleando pilares de sección rectangular.

Si la jácena es acartelada, se colocan los costeros prolongados hacia abajo en esa zona, pero sin corte oblicuo, y a ellos se fija el fondo inclinado correspondiente al acartelamiento.

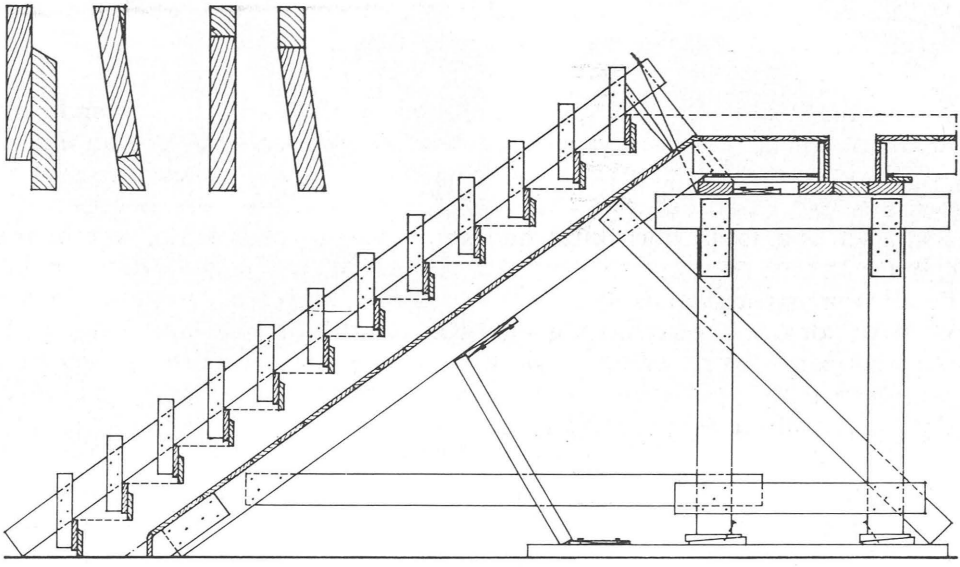
* * *

Cuando se trata de encofrar piezas prismáticas inclinadas, la solución es intermedia entre pilares y vigas, según inclinación. Tal es el caso de soportes en V, diagonales, tornapuntas... e incluso arcos.

5. Encofrados de escaleras

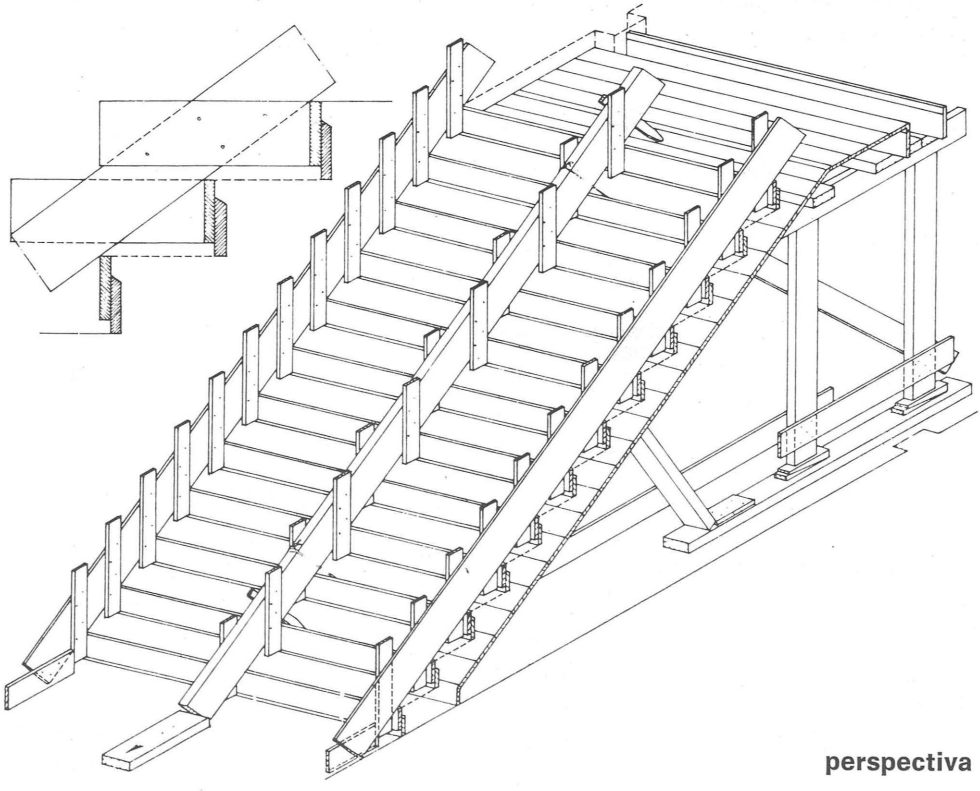
El plano inclinado de la zanca de una escalera se encofra de forma análoga a un fondo de forjado, con la sola diferencia de colocar el tablero con la inclinación correcta, y apearlo con algunos puntales inclinados para prevenir la acción de empujes. Lateralmente se colocan dos costeros que cubran la envolvente de la línea de peldaños, y a ellos se fijan

encofrado de escalera

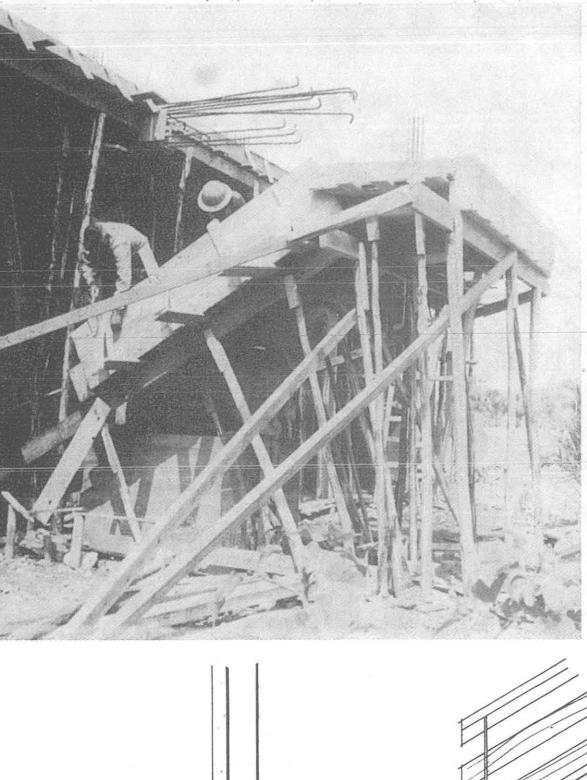


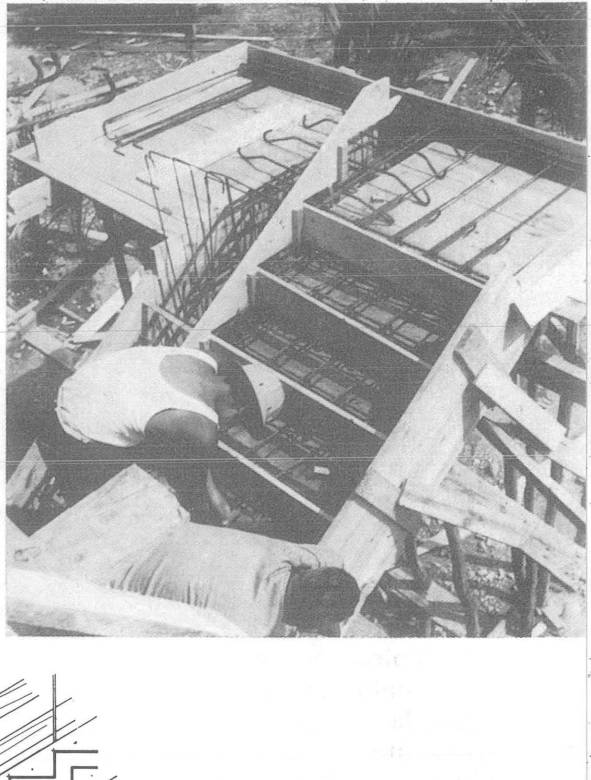
sección longitudinal

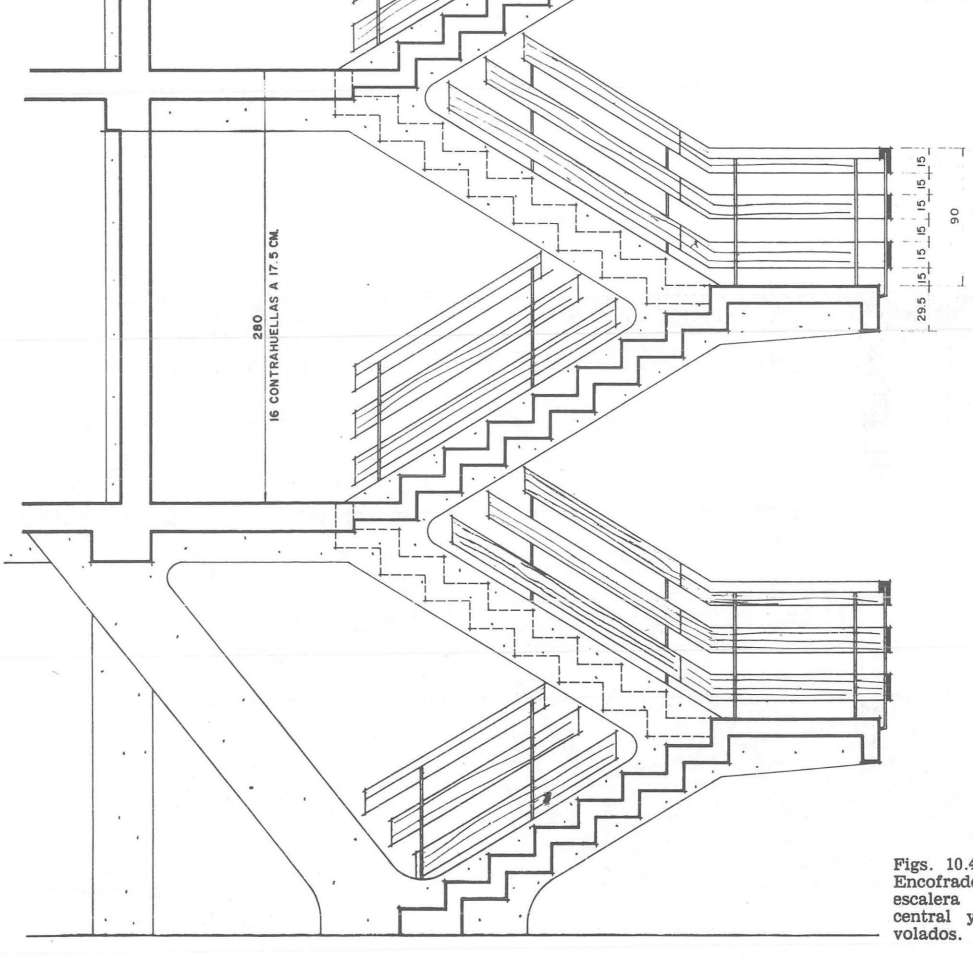
Figs. 10.39 y 10.40. Encofrado de un tramo de la zanca de una escalera recta.



perspectiva







Figs. 10.41 a 10.45. Encofrado de una escalera de zanca central y peldaños volados.

mediante clavos las tablas que definen el encofrado de las tabicas; cerchas triangulares o codales evitan la deformación de estas tablas por el peso del hormigón.

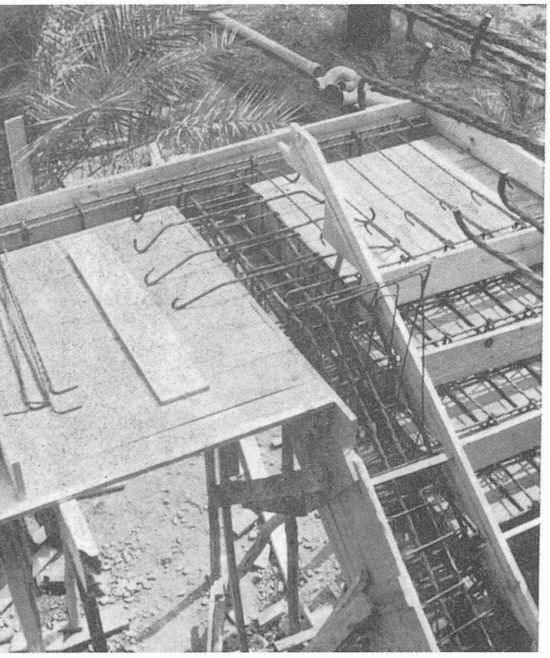
Si la zanca en vez de ser plana en su intradós es también escalonada, se construye sobre el tablero inclinado el encofrado del peldañeado.

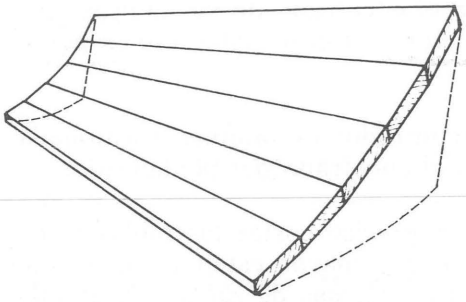
Y si se trata de escaleras helicoidales, es preciso cortar las tablas trapeciales de tal forma que sus lados menor y mayor estén en la misma relación que las longitudes de las líneas extremas de zancas desarrolladas. Las sopandas adoptan distribución poligonal, pero con su cara superior recortada, con la forma curva adecuada.

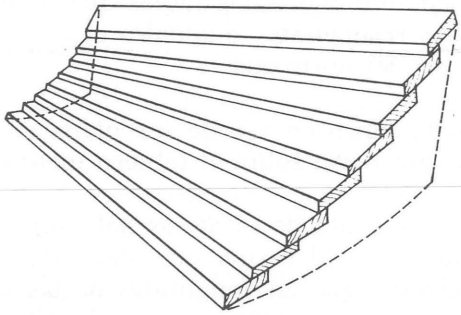
6. Encofrados deslizantes

Se emplean fundamentalmente en el hormigonado de torres, pozos... o de cualquier otro elemento constructivo en el que domina la longitud sobre la sección transversal, que se mantiene constante, y en los que se transmiten fundamentalmente esfuerzos de compresión en el sentido longitudinal.

Este tipo de encofrado se desliza y traslada, generalmente, en el sentido vertical, manteniendo su forma y apoyándose en la parte ya endurecida del hormigón fraguado, a través de gruesas barras metálicas que quedan embebidas en el hormigón.

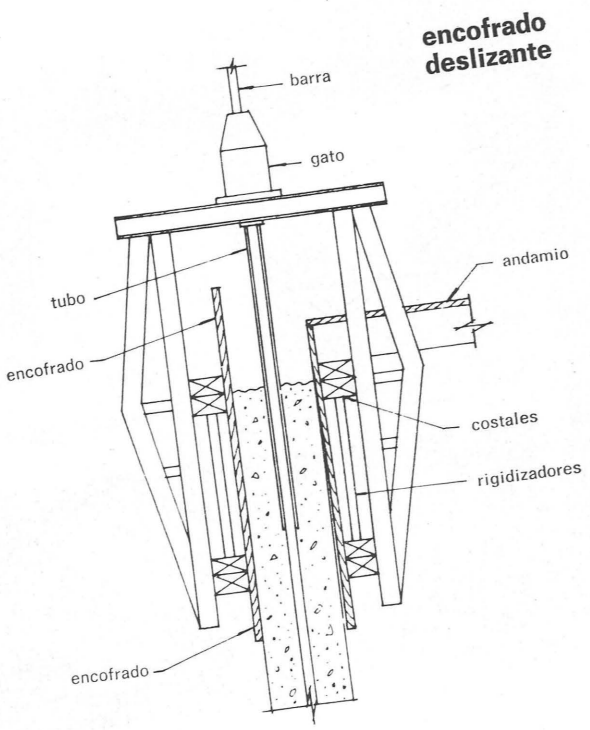


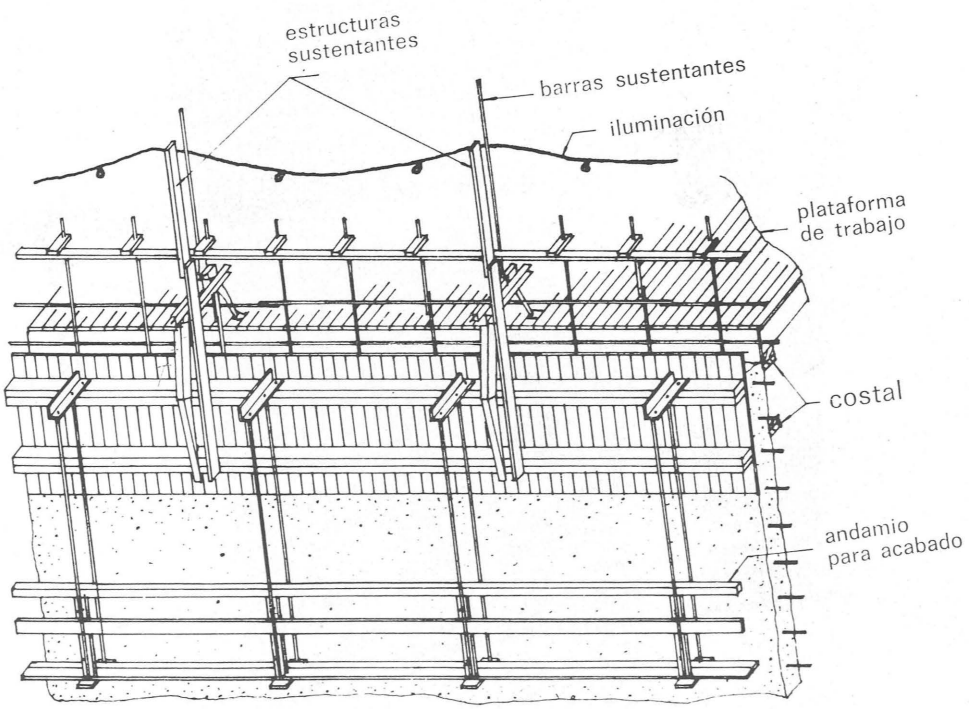


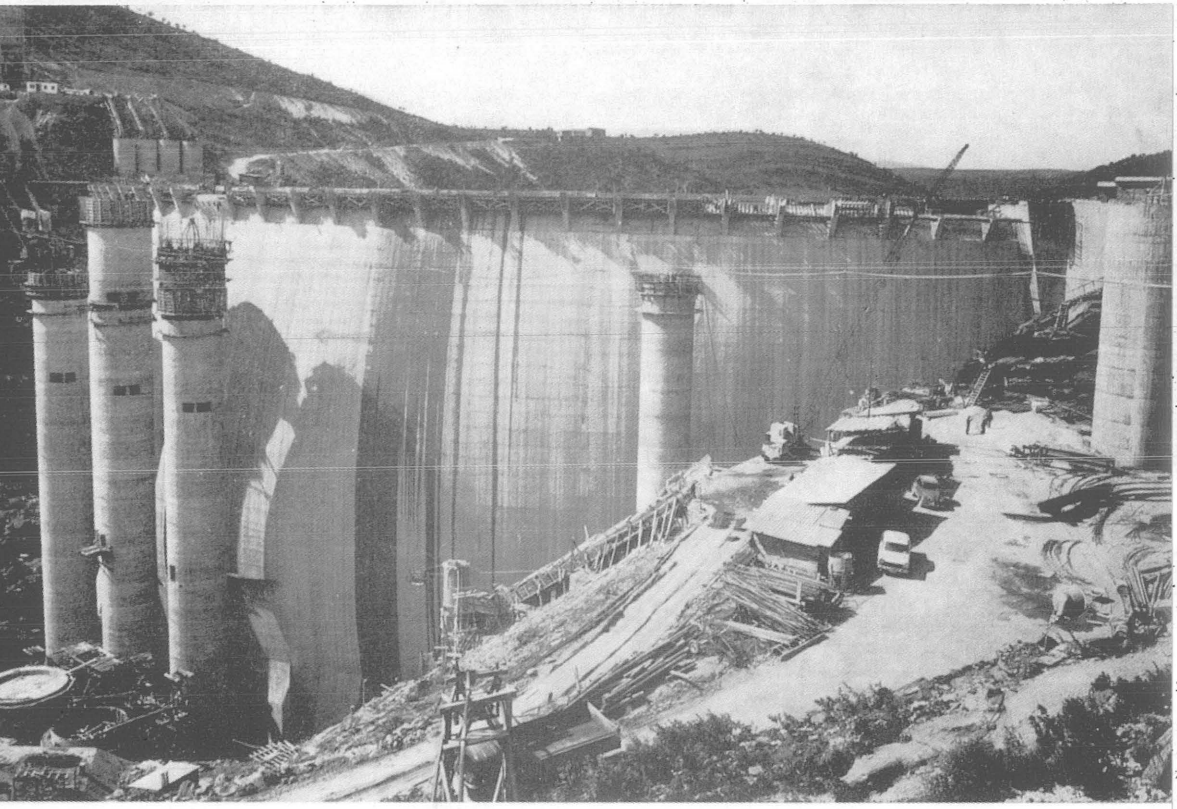


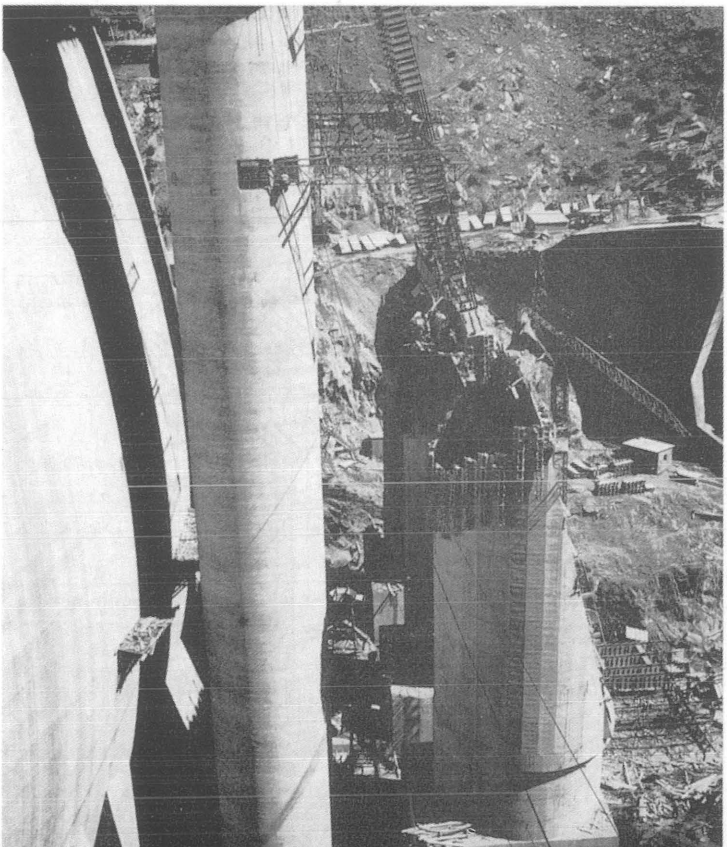
Figs. 10.46 y 10.47. Encofrado y trasdós de escaleras helicoidales

Figs. 10.48 y 10.49. Encofrados deslizantes: detalle y aspecto del conjunto.



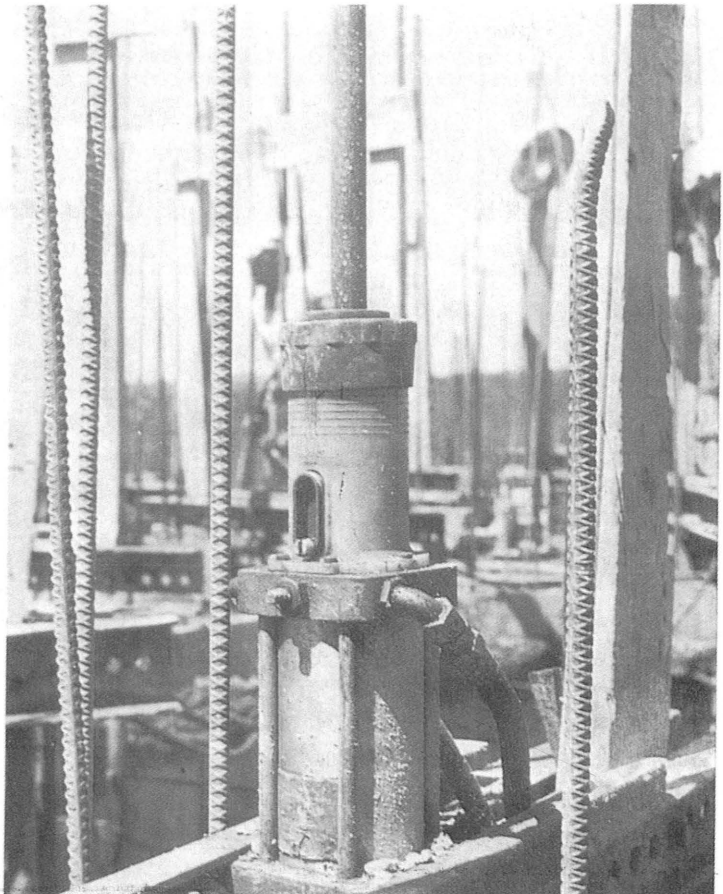






encofrados deslizantes

Figs. 10.50 y 10.51. Chimeneas de descarga de la presa de Villacañas. Ingeniero: F. del Pozo.



Figs. 10.52 y 10.53. Encofrados deslizantes de una construcción circular.

También se emplea este tipo de encofrado en la ejecución de túneles, galerías de servicio, bóvedas de cañón de luces moderadas, etc., pero con traslación horizontal.

7. Encofrados especiales

Dentro de este grupo se incluyen todos los encofrados que no corresponden a los tipos ya definidos, por la forma especial del elemento constructivo. Comprende fundamentalmente los encofrados de superficies no planas.

Si las superficies a encofrar son regladas, pueden realizarse con cierta facilidad y economía, reduciendo el ancho de tabla e incluso llegando a emplear listones. En las de doble familia de rectas, una familia se materializa con las sopandas y la otra con el entablado. Si sólo existe una familia de rectas, éstas se aprovechan para entablar, y las sopandas pasan a ser cerchas con el perfil adecuado.

Si, por el contrario, las superficies son de doble curvatura y no regladas, el encofrado se complica y entra en el campo de la ebanistería o de la carpintería naval. Es preciso entonces construir un esqueleto de cerchas reticuladas, sobre el que se clavan las tablas de reducido espesor —generalmente tiras de contrachapado— para poder adaptarlo a la forma deseada.

Cálculo de encofrados de madera

Dado el carácter provisional de los encofrados y la dificultad que entraña el hacer un cálculo estricto de los mismos, por las acciones dinámicas a que pueden estar sometidos, se recurre normalmente al empleo de fórmulas simples, que conducen a valores suficientemente aproximados y que están siempre del lado de la seguridad. Los ejemplos más corrientes son los siguientes:

1. Cálculo de fondos de vigas y losas

La separación de SOPANDAS, CABECEROS o TRAVIESAS se calcula de modo que en cada vano la carga del hormigón fresco produzca flechas inferiores a la tolerancia aceptada. La fórmula práctica de cálculo corrientemente aceptada es:

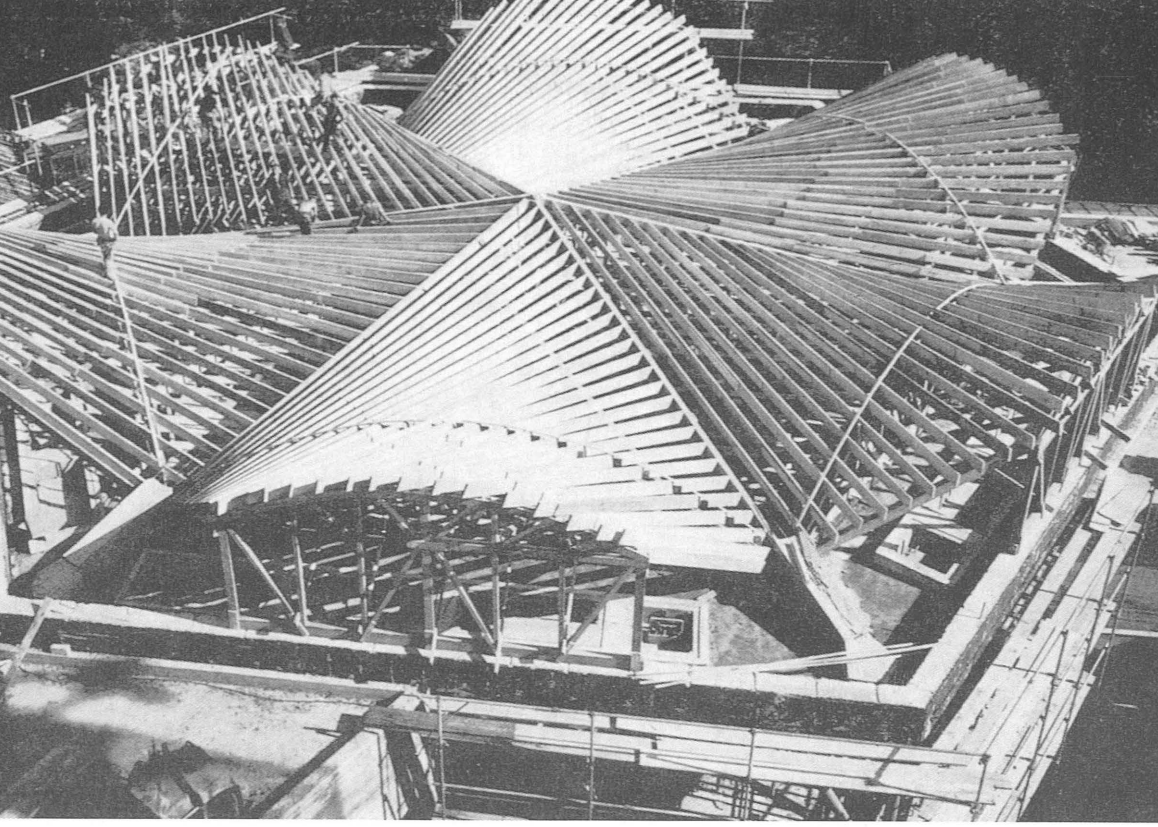
$$e = 4\ l\sqrt{h} \quad \text{o su equivalente} \quad l = \frac{e}{4\sqrt{h}}\ ,$$

siendo:

e = espesor de la tabla, en cm;

l = luz o separación, en m;

h = altura del hormigón fresco, en m.



Figs. 10.54 y 10.55. Encofrado e intradós de los paraboloides hiperbólicos de la Biblioteca de Basilea. Ingeniero: H. Hossdorf.

A estas fórmulas se llega haciendo el cálculo del tablero a flexión, considerándolo como una viga continua de madera, cuya tensión admisible es $\sigma_{adm} = 75$ kp/cm²:

$$\sigma_{adm} = 75 = \frac{M}{W} \; ;$$

$$\left.\begin{aligned} M &= \frac{p\,l^2}{12} = \frac{2400 \cdot h \cdot l^2}{12} \\ W &= \frac{a\,b^2}{6} = \frac{e^2}{6} \end{aligned}\right\} \quad \frac{M}{W} = 75 = \frac{2400 \cdot h \cdot l^2 \cdot 6}{12\,e^2} \; ;$$

$$e^2 = 16\,h\,l^2 \, .$$

Así, por ejemplo, una viga de 0,50 m de canto, encofrada con tabla de 2,5 cm, tendrá que tener los cabeceros a una separación máxima:

$$l = \frac{e}{4\sqrt{h}} = \frac{2{,}5}{4\sqrt{0{,}50}} = \frac{2{,}5}{2{,}8} = 0{,}89 \text{ m} \, .$$

2. Cálculo de costeros de muros y jácenas

La solicitación es en este caso no el peso del hormigón fresco, sino su empuje, por lo que tratándose de elementos de gran espesor o de muros encofrados a una sola cara, la fórmula aproximada de cálculo generalmente aplicada es, por metro de ancho:

Empuje total:

$$p_H = 1200 \cdot h^2 \text{ kp} \, .$$

Empuje unitario:

$$p_H = 2400 \cdot h \text{ kp/m} \, ,$$

estando h expresado en metros.

A estas expresiones se llega aplicando las fórmulas del empuje activo, teniendo en cuenta que aunque el ángulo de rozamiento interno del hormigón fresco φ varía de 20° a 30° y que el ángulo de rozamiento entre encofrado y hormigón δ no debe superar a 2/3 φ, pues se consideran nulos ambos valores, ante su posible anulación por efecto de vibrado. Y así resulta, en efecto:

$$P_H = \gamma \cdot \frac{h^2}{2} \cdot \lambda_H = 1200\,h^2\,\lambda_H \, ,$$

siendo:

$$\lambda_H = \frac{\cos^2 \varphi}{(1 + \sqrt{\operatorname{sen} \varphi})^2} \to 1 \quad \text{para} \quad \varphi = 0 \, ,$$

por lo que

$$P_H = 1200\, h^2 \ ,$$

y dada su distribución triangular de presiones, el empuje unitario por metro es:

$$p_H = 1200\, h^2 / \frac{h}{2} = 2400 \cdot h \ .$$

Es de advertir que la altura h sólo coincide con la total del muro cuando se hormigona de forma que pueda darse la circunstancia de que el hormigón esté fresco en toda su altura.

Y con este valor del empuje se calcula la separación de COSTALES en los tableros, en función de la tabla empleada, mediante la fórmula ya conocida:

$$l = \frac{e}{4\sqrt{h}} \ .$$

Así, por ejemplo, en la jácena de 0,50 m de canto, el empuje total, por metro, es:

$$P_H = 1200 \times 0{,}5^2 = 300 \text{ kp} \ .$$

y la separación entre costales será:

$$l = \frac{2{,}5}{4\sqrt{0{,}50}} = \frac{2{,}5}{2{,}8} = 0{,}89 \text{ m} \ .$$

3. Cálculo de costeros de pilares

En el cálculo de costeros de pilares hay que tener en cuenta la reducción del valor del empuje activo por el efecto de ensilamiento, si bien se calcula el pilar en toda su altura, como si estuviese sometido a un empuje uniforme igual al de su valor máximo, pese a que su distribución de tensiones sigue una ley exponencial. Su fórmula aproximada de cálculo es:

$$p_H = 2400 \cdot \frac{A}{u} \text{ kp/m}^2 \ ,$$

siendo:

A = área de la sección horizontal, en m^2;

u = perímetro de la sección horizontal, en m.

Esta fórmula se deduce de la expresión general:

$$p_H = \lambda\, Z_0 \,(1 - e^{-Z:Z_0}) \cdot Z_0 = \frac{A}{u\, \lambda_v} \ ,$$

adoptando los valores máximos:

$$1 - e^{z:z_0} = 1 \; ;$$
$$\lambda_H = 1 \quad ; \quad \lambda_v = 1 \; ,$$

con lo que:

$$p_H = \gamma \cdot Z_0 = 2400 \cdot \frac{A}{u} \cdot 1 = 2400 \cdot \frac{A}{u} \; .$$

Si la separación de COSTALES se calculase con esta presión y en función del espesor de las tablas se obtendrían valores muy grandes, pero en cambio, teniendo en cuenta el efecto de zunchado necesario y la necesidad de evitar el alabeo de las tablas frente a los cambios de humedad, dicha separación se calcula mediante la siguiente fórmula aproximada:

$$l = \frac{1200\, e}{a} \gtrless 60 \text{ cm} \; ,$$

siendo:

e = espesor de la tabla, en m;
a = lado mayor de la sección horizontal del pilar, en cm;
l = separación entre costales, en cm.

Y una vez calculada esta separación, el valor del empuje permite dimensionar los costales y sus atados.

Así, por ejemplo, un pilar de 30 × 30 y tabla de 2,5 cm resulta:

$$p_H = 1200 \, \frac{0{,}30 \times 0{,}30}{1{,}2} = 180 \text{ kp/cm}^2 \; ;$$

$$l = \frac{1200 \times 2{,}5}{30} = 100 \text{ cm} \gtrless 60 \text{ cm} \; ;$$

y cada atado ha de soportar un empuje de:

$$F = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 0{,}3 \cdot 180 = 27 \text{ kp} \; .$$

* * *

La presión estática ejercida por el hormigón fresco sobre el encofrado aumenta, como es sabido, con la altura de la masa fresca contenida en el mismo. Ello hace que la velocidad de hormigonado, así como la temperatura, influyan sobre el valor de la presión y sobre la profundidad máxima en que se produce la máxima presión. En la tabla XVII del Apéndice se señalan dichos valores, que permiten un cálculo más afinado. Y si el hormigón se vierte en caída libre, el efecto de choque puede calcularse que produce una presión adicional de 1 tonelada/m^2.

En las tablas XVIII, XIX y XX del Apéndice se dan las cantidades de encofrado necesario por m^3 de hormigón en pilares, vigas y muros de formas paralelepipédicas.

En la tabla XXI se señalan las escuadrías de la madera que se utiliza para realizar los encofrados de diversos elementos constructivos.

Encofrados metálicos

Cuando las formas y dimensiones de los elementos constructivos van a repetirse muchas veces, el encofrado metálico, dadas sus posibilidades de múltiples usos, resulta más económico que los de madera, y pese a que no reúne las ventajas de éstos, les sustituye en múltiples casos. Hoy día el encofrado metálico ha encontrado dos campos de aplicación idónea: los soportes y los forjados.

Los encofrados metálicos de soportes están constituidos por placas de dimensiones fijas (generalmente, 60 × 40 cm), con sus bordes doblados en ángulos rectos, formando una especie de caja de poco fondo, y uno de cuyos bordes posee unas perforaciones cada 5 cm, mientras que el paralelo está provisto de tetones de igual diámetro que las perforaciones y colocados a la misma separación. Estas placas se montan por hiladas de planta en cuadrado o rectángulo dinámico, cambiando el giro de las hiladas sucesivas, con lo que las perforaciones y tetones son los encargados de efectuar la sujección de unas placas con otras. Para el arranque existen pletinas con tetones, con los que se fija el replanteo del pilar; y para el cierre superior existen pletinas con perforaciones.

Estos encofrados han de limpiarse concienzudamente con gas-oil cada vez que se desencofra, con objeto de que vuelvan a ajustar bien, ya que si no se escapa fácilmente la lechada. Su principal inconveniente es la dificultad de aplomo en pilares de altura superior a los 4 m.

Los encofrados metálicos de forjados están constituidos generalmente por chapa plegada, con la que se hacen forjados nervados de gran economía y perfección de intradós. Las bandas de costeros no deben ser verticales, sino ligeramente inclinadas, con objeto de facilitar el desencofrado.

Otro tipo de encofrado de forjados lo constituyen los casetones, con los que se obtienen forjados nervados en dos direcciones, en forma de artesonado.

Pero donde el encofrado metálico ha adquirido mayor desarrollo es en la prefabricación de viguetas, dada la posibilidad de crear bancadas de encofrado múltiple, cuya gran rigidez permite una vibración enérgica sin sufrir deformaciones.

También los elementos metálicos han encontrado su mejor campo de aplicación, no en la construcción de los tableros de costeros o fondos del propio encofrado, sino en sus elementos de sustentación, constituidos por puntales metálicos de altura regulable y vigas de luz regulable para el apoyo de los fondos de vigas, definidas por una viga central en celosía, en la que penetran dos, una por cada extremo, salvando luces de 2,50 a 10 metros.

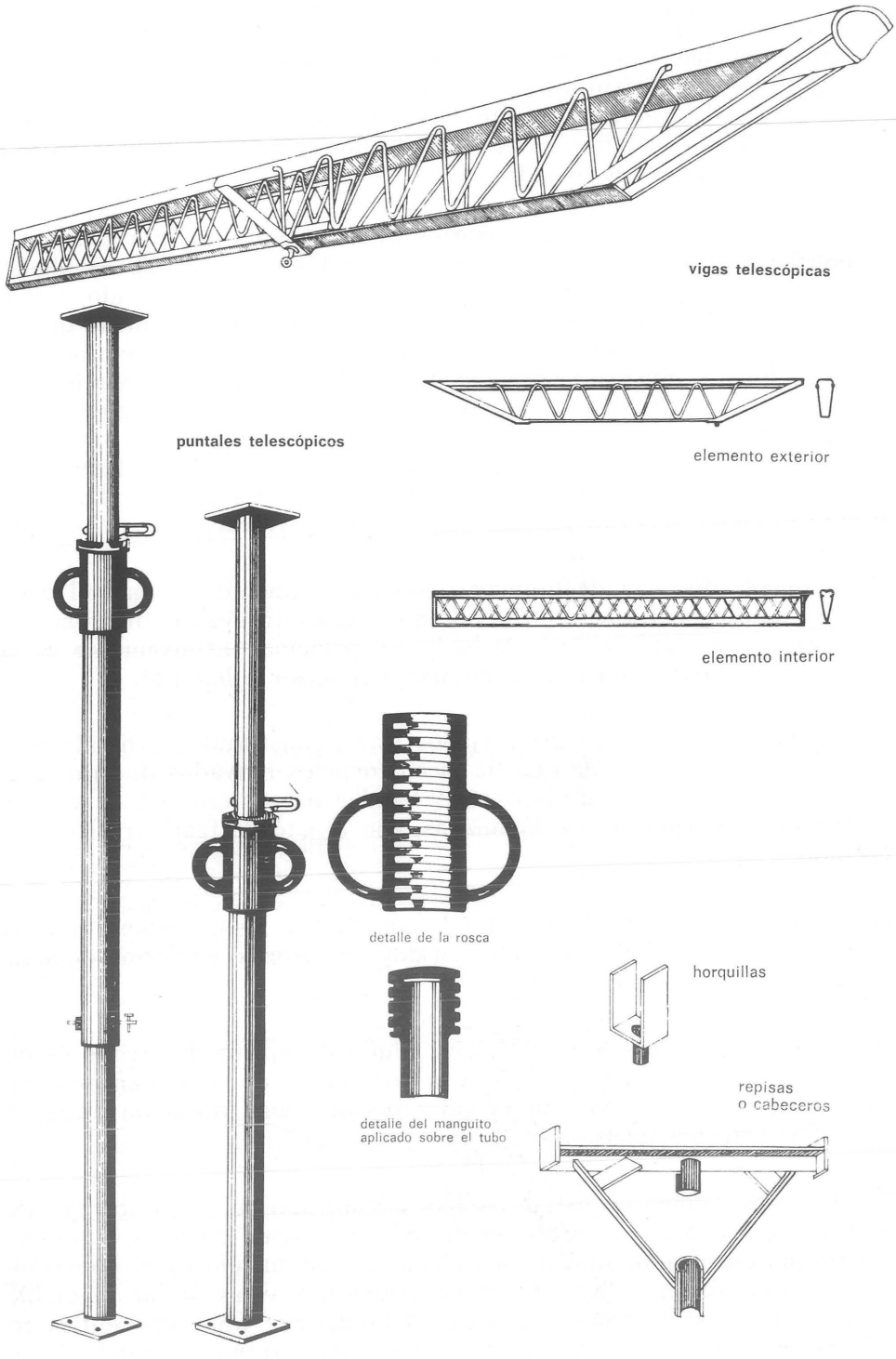
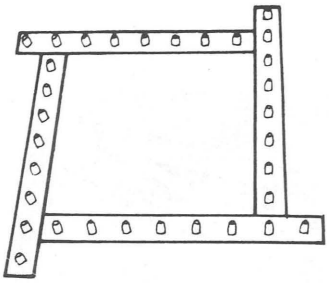
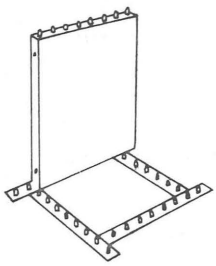
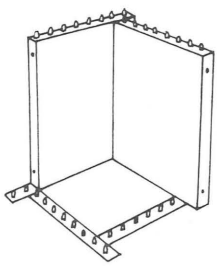


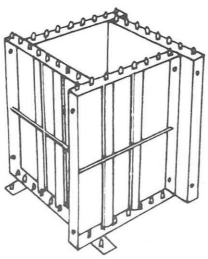
Fig. 10.56. Puntales y vigas telescópicas metálicas.

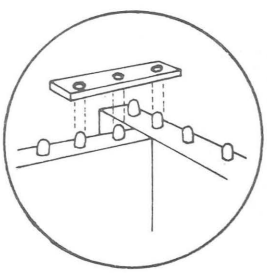
encofrado metálico de pilares











Figs. 10.57 y 10.58. Encofrado de pilares con chapas metálicas. Detalle de las sucesivas fases de montaje.

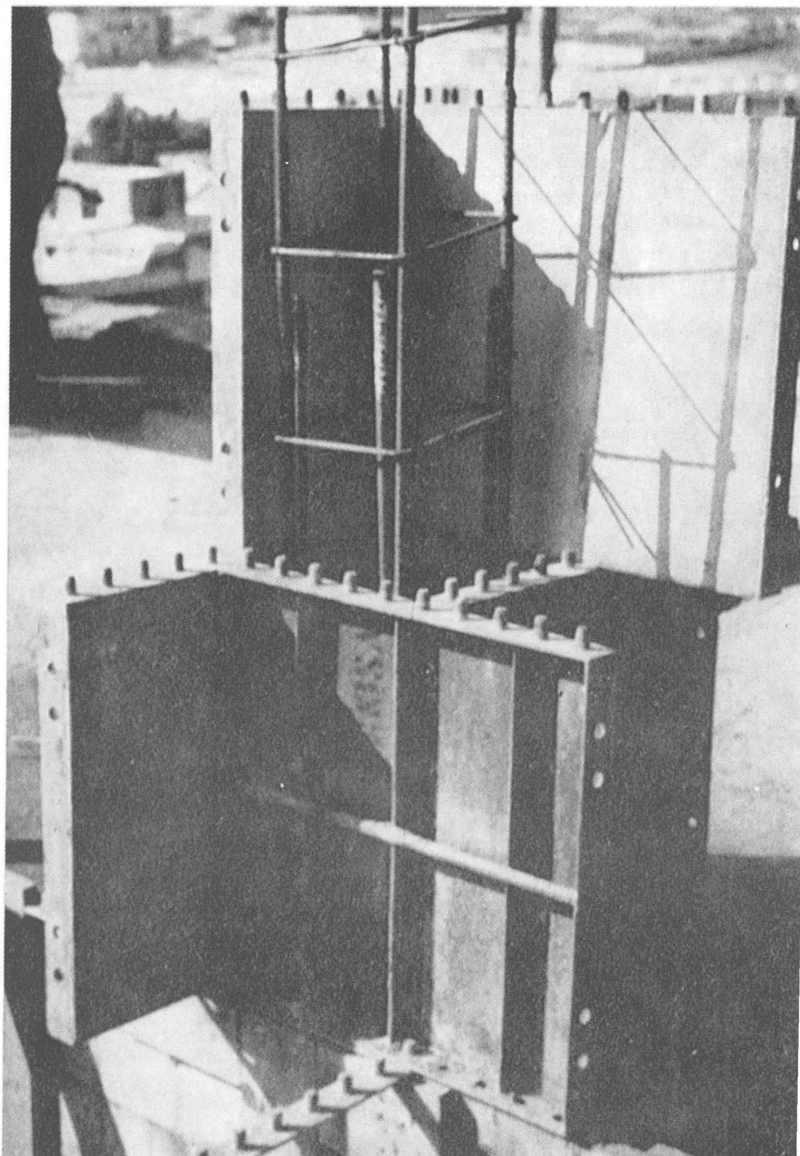


Fig. 10.59. El encofrado de muros con chapas metálicas se acusa en la textura del hormigón. Unidad de habitación de Berlín. Arq.: Le Corbusier.

Fig. 10.60. Encofrado de costeros de vigas con chapas metálicas.

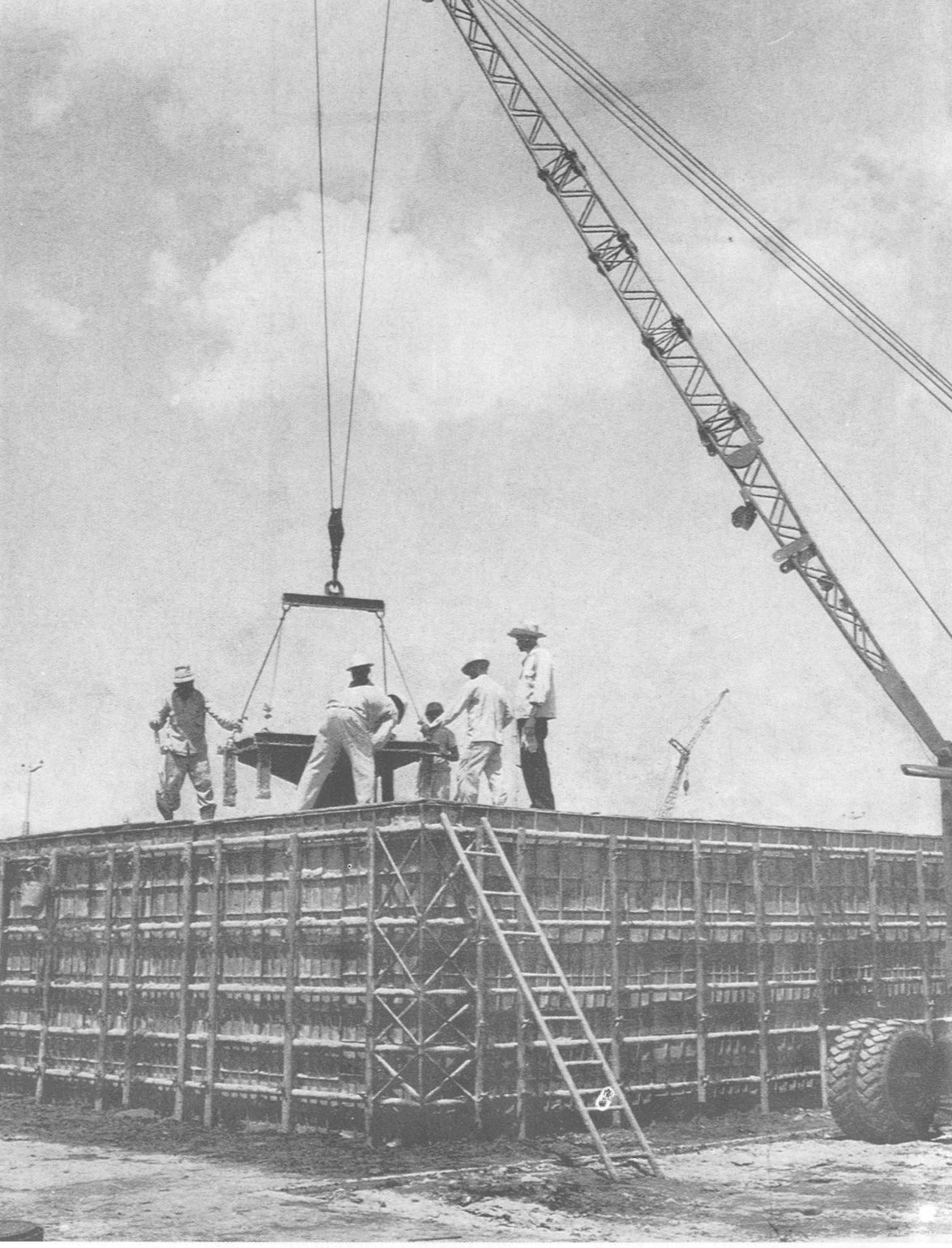
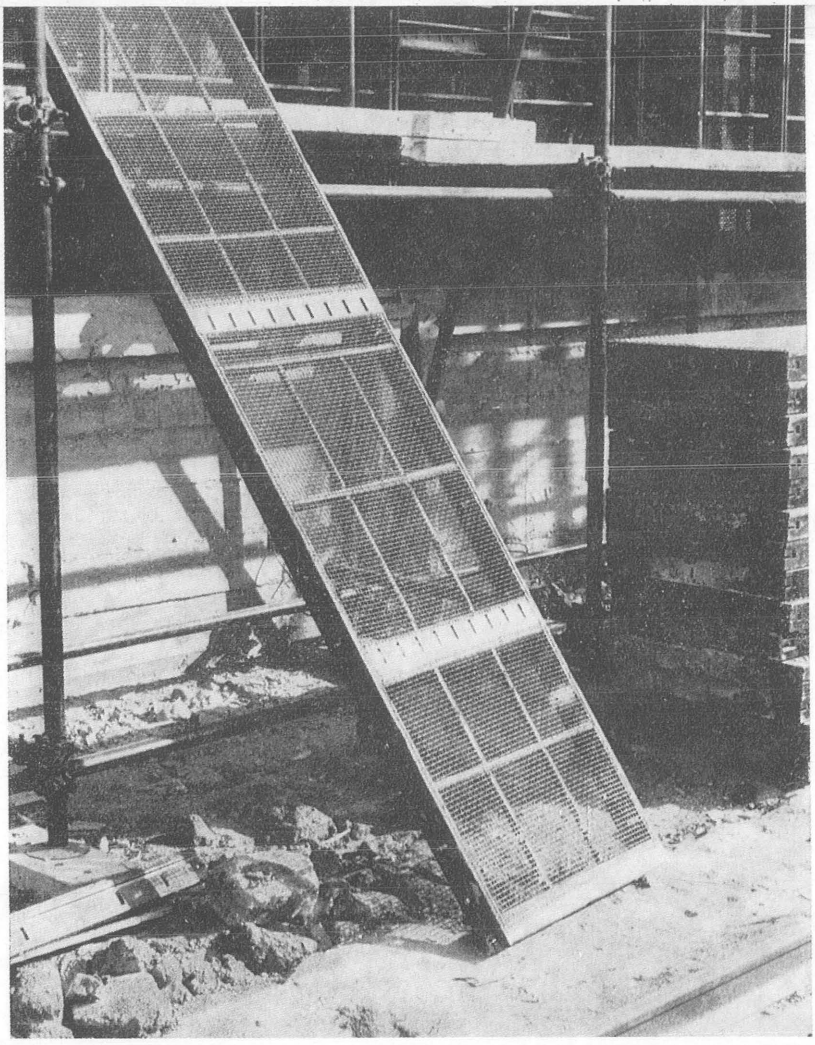


Fig. 10.61. Encofrado metálico de muros de viviendas económicas. Venezuela.



Figs. 10.62 y 10.63. Encofrados de tela metálica para muros de hormigón sin finos.

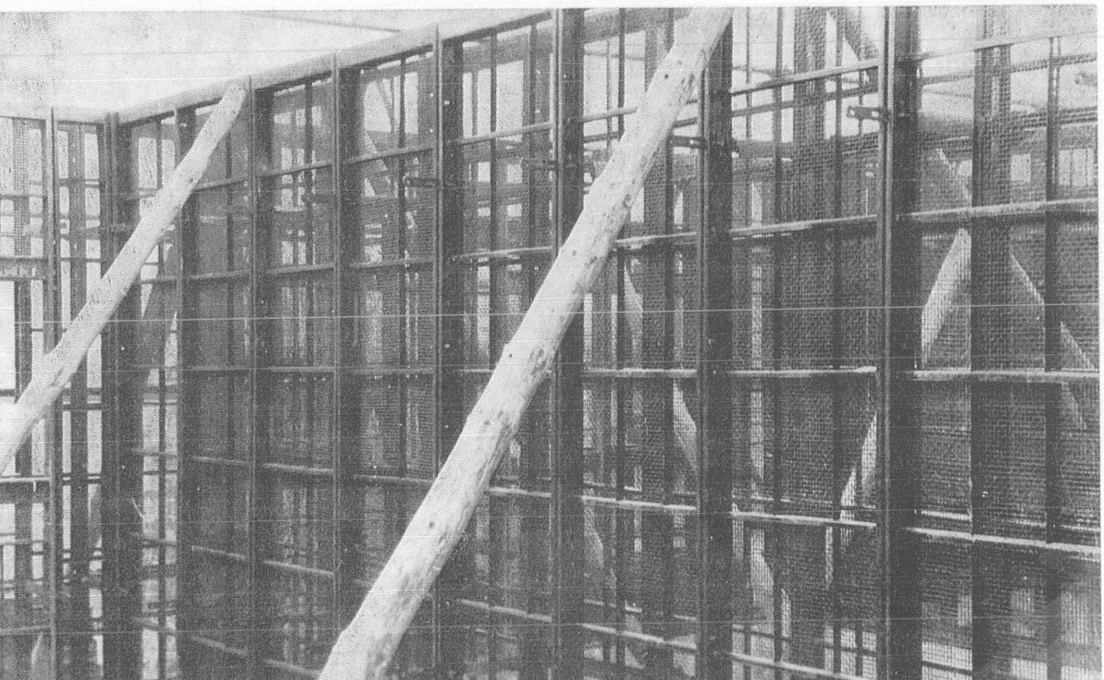


Fig. 10.64. Encofrado metálico de un tramo de escalera en un taller de prefabricación.

encofrados metálicos en elementos prefabricados

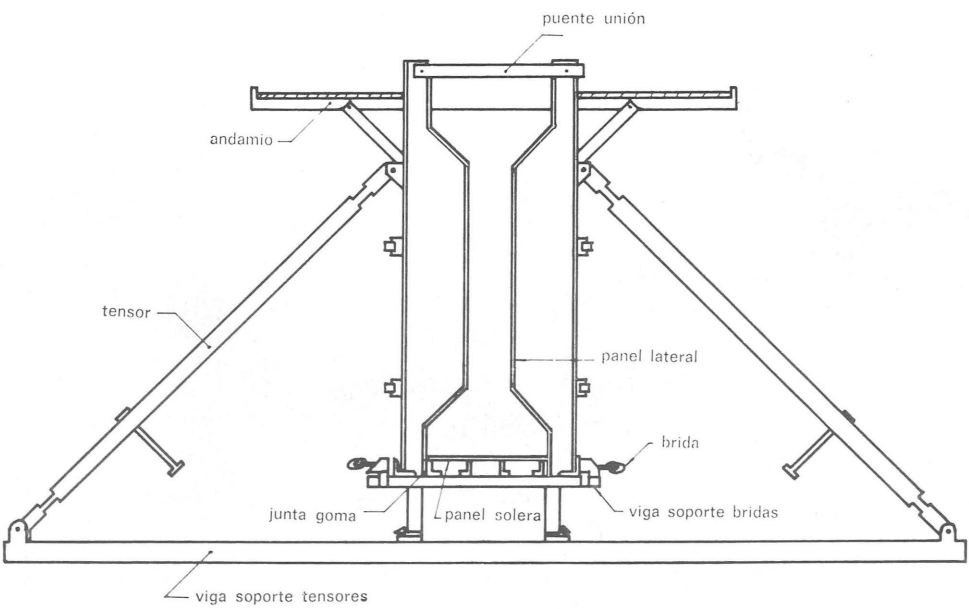
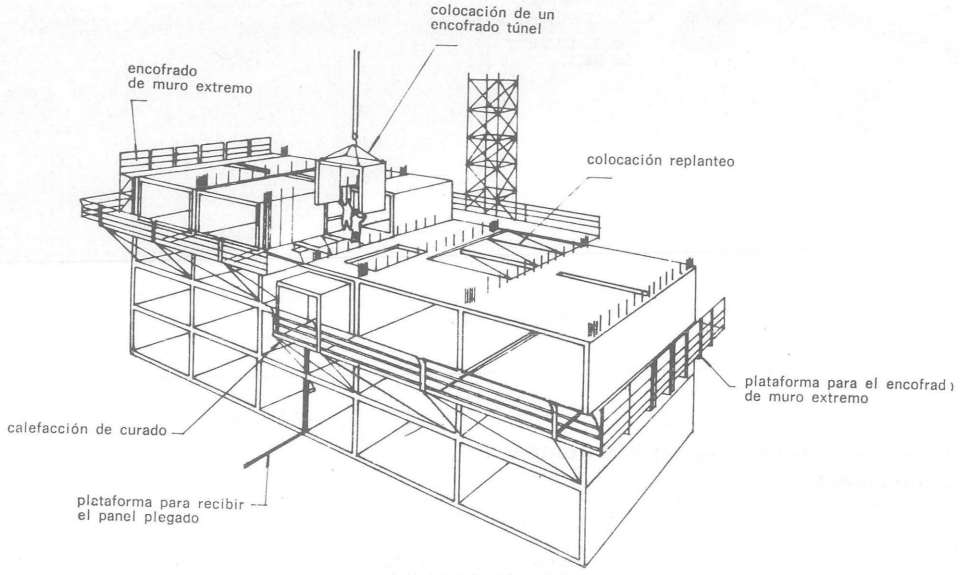


Fig. 10.65. Sección transversal del encofrado metálico de una jácena prefabricada.

En el campo de la industrialización del proceso constructivo, los encofrados metálicos han aportado una solución original, de gran desarrollo por la rapidez y economía que produce su uso. Se trata de los ENCOFRADOS-TUNEL, y que consisten en encofrados que aportan a la vez la solución del muro y el forjado, y que pueden desencofrarse fácilmente por plegamiento. Su aplicación más generalizada es en edificación de bloques de viviendas, de estructura mural transversal.



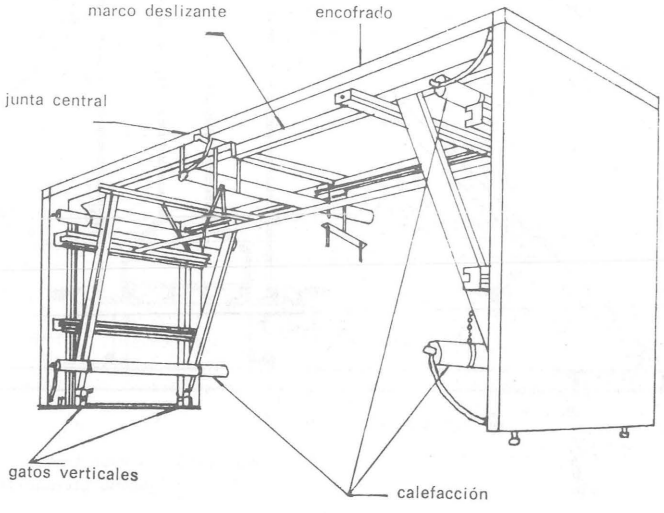


Fig. 10.66. Encofrados túnel sistema Sectra.

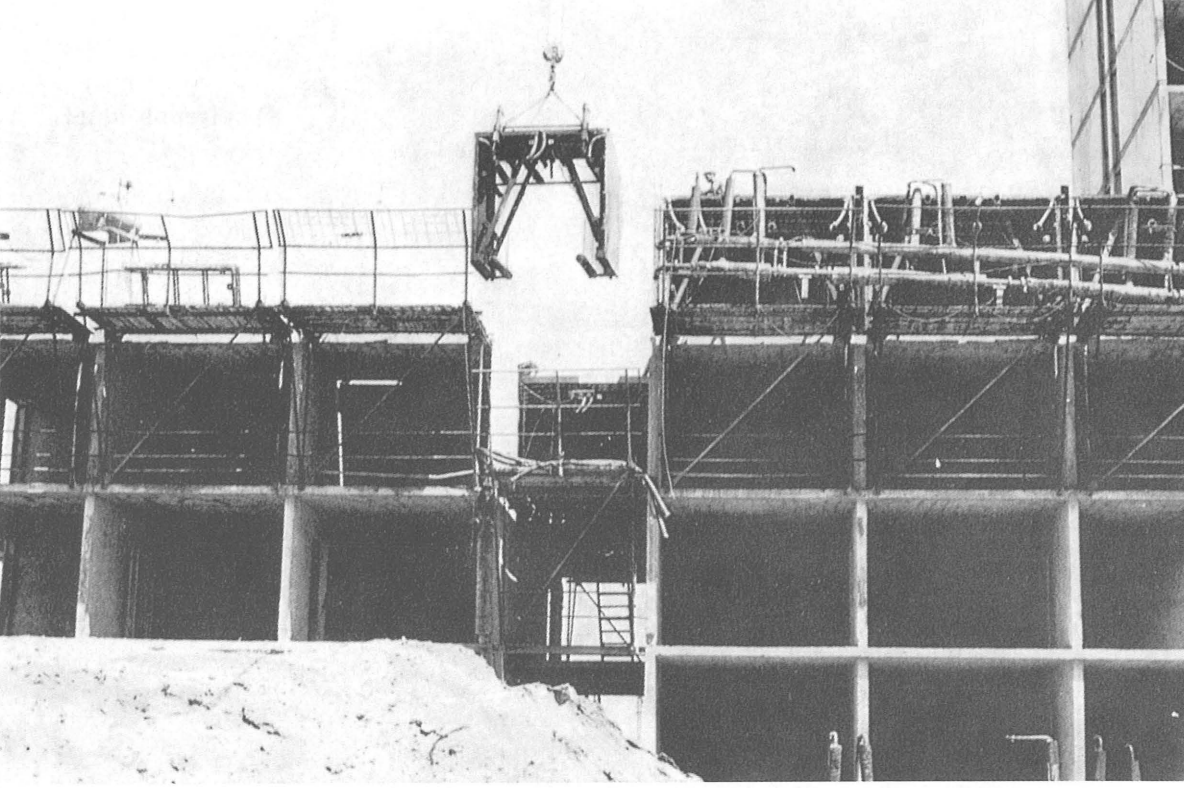
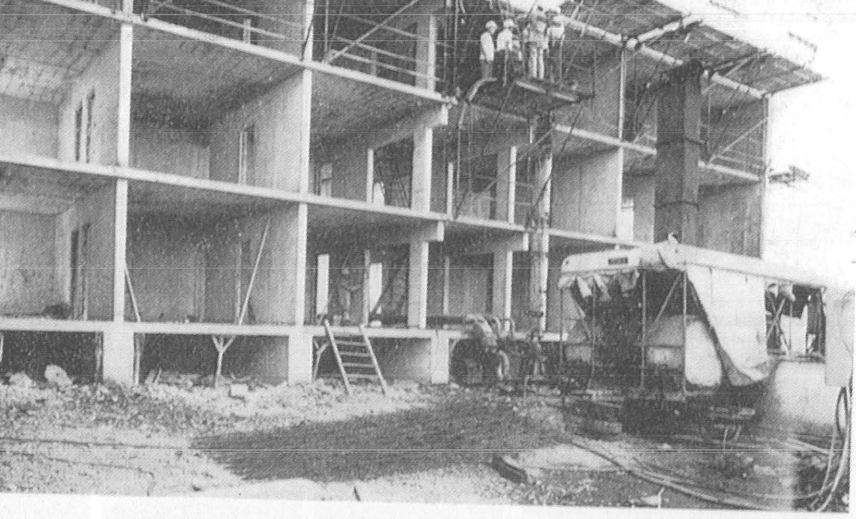
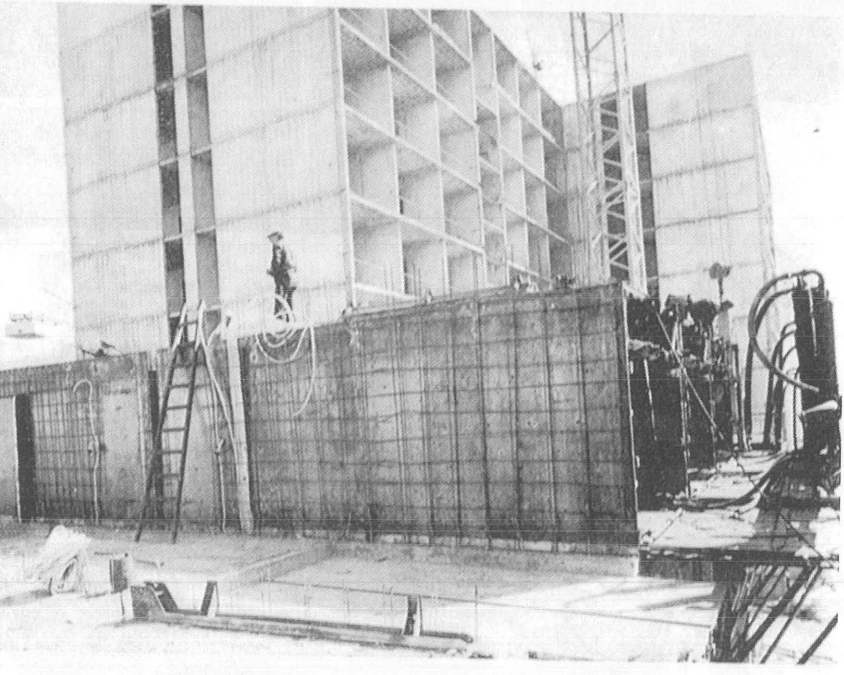
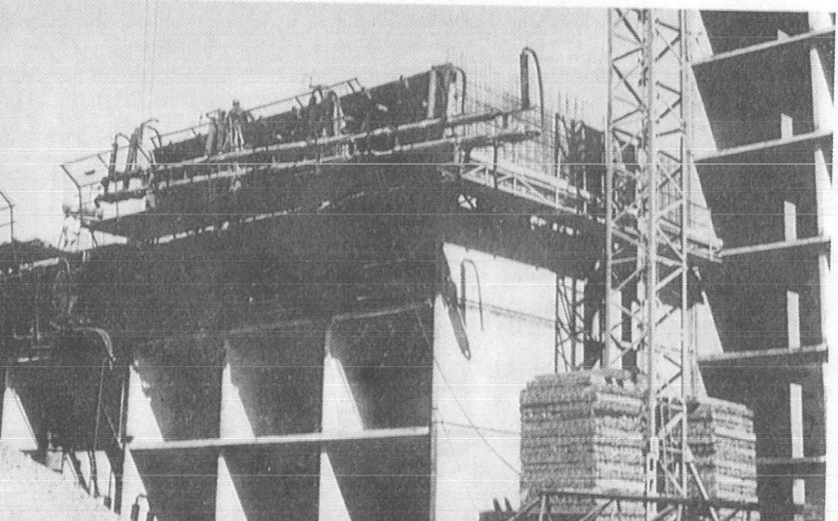


Fig. 10.67 y 10.68. Empleo de encofrados túneles en la construcción de viviendas.







Figs. 10.69 a 10.71. Encofrados túnel empleados en la construcción de viviendas.

Figs. 10.72 y 10.73. Encofrado de escayola del pie de una mesa de ping-pong. Costillares.

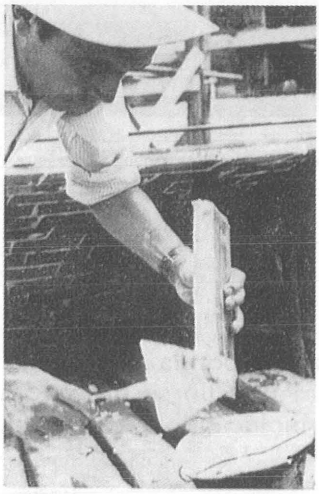
Encofrados de escayola

Se usan generalmente para encofrar piezas de formas variadas, aprovechando la facilidad de obtener moldes de escayola por la técnica del vaciado, por muy complicada que sea su forma. Para ello se procede a construir la forma constructiva a hormigonar, moldeándola en barro,

cartón..., o tallándola en madera, yeso..., y una vez obtenida esta pieza patrón, se hace el molde, rodeándola de escayola, que fragua rápidamente. Para dar la rigidez, se refuerza la escayola con yute, caña... y se corta por las líneas que permitan más fácilmente su montaje y desencofrado.

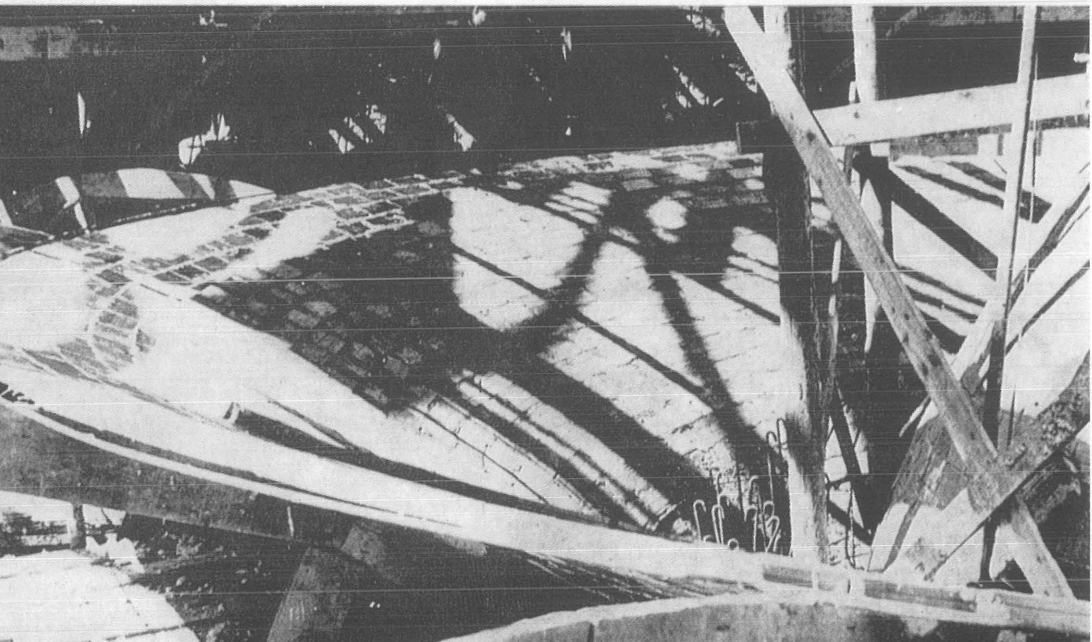
Por regla general, los encofrados de escayola sólo se usan una vez, porque obtenida la forma patrón es más fácil preparar tantos encofrados cuantos se necesiten que el conseguir desencofrar sin que se deteriore el encofrado.

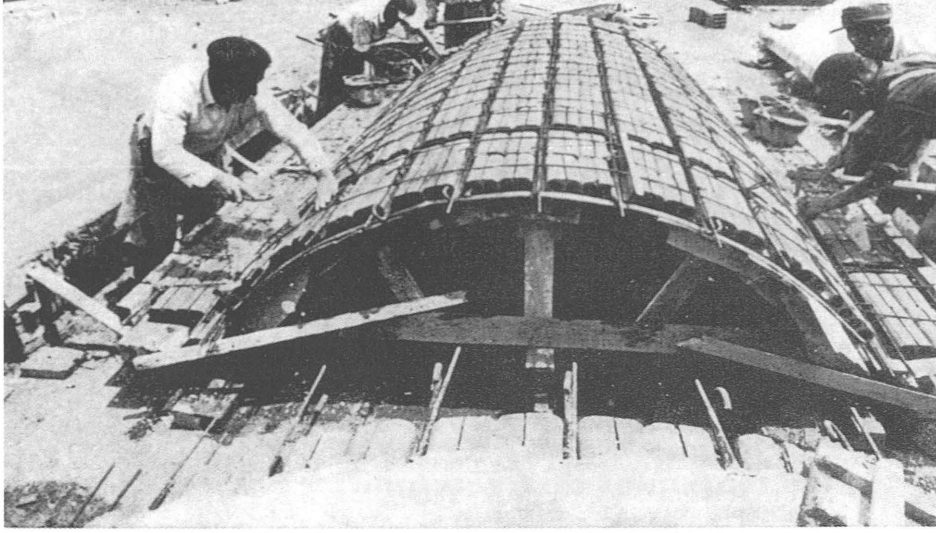
Conviene llamar la atención sobre el hecho de que los encofrados de escayola no deben dejarse nunca perdidos, dado el carácter higroscópico de los mismos.

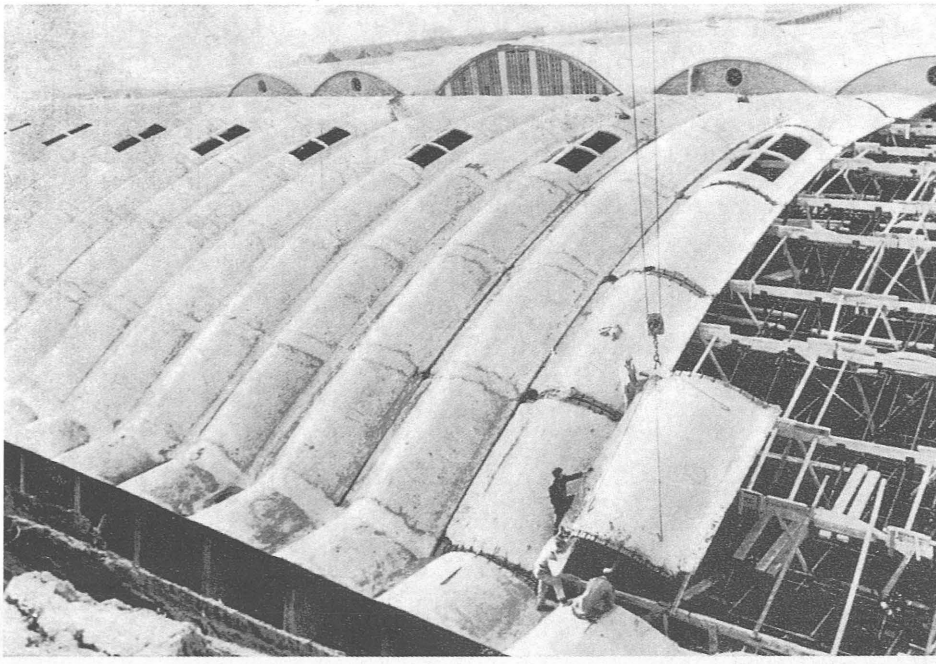


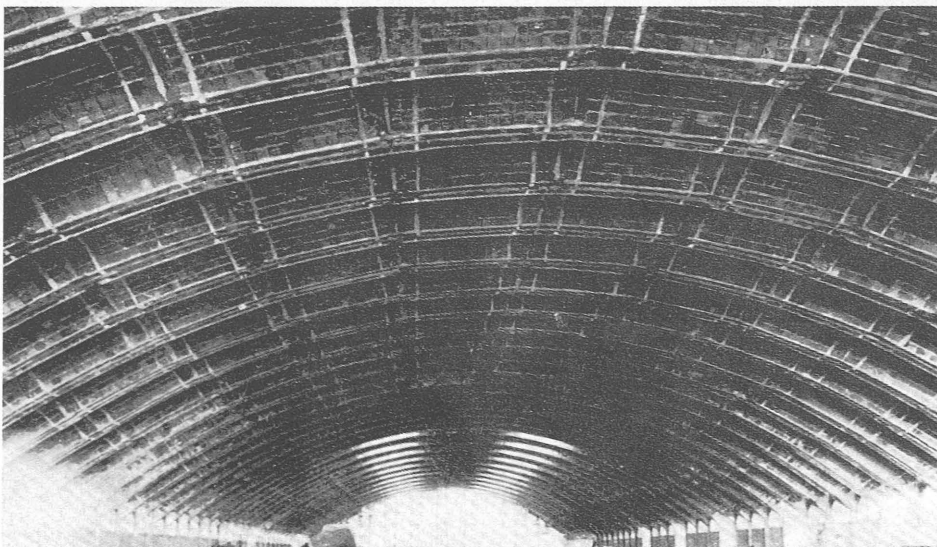
encofrados cerámicos

Figs. 10.74 y 10.75. Encofrado perdido de bóveda tabicada de ladrillo hueco.









Figs. 10.76 a 10.78. Bovedillas cerámicas como encofrado perdido de dovelas ondas en la construcción de una bóveda de cañón de sección ondulada. Ingeniero: I. Sánchez del Río.

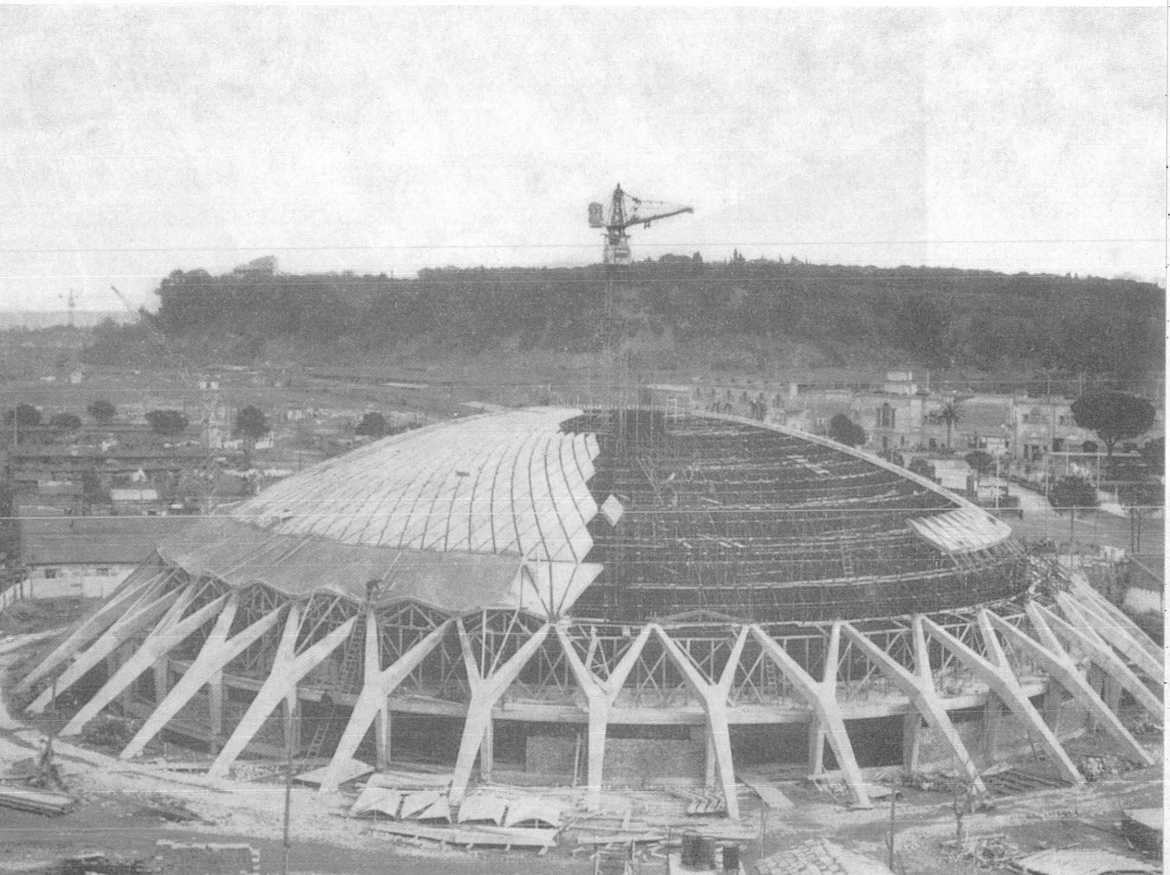
Encofrados cerámicos

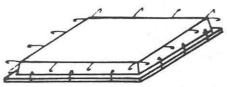
Los encofrados cerámicos son de muy variadas aplicaciones, y en casi todas ellas las piezas cerámicas quedan como encofrado perdido, mejorando las condiciones aislantes del elemento constructivo que se hormigona. Ejemplo típico lo constituyen los forjados cerámicos en sus múltiples variantes, los muros trasdosados de fábrica de ladrillo y las bóvedas laminares de primera hoja tabicada.

Encofrados de hormigón

Los encofrados de hormigón se emplean preferentemente en prefabricación, pues ofrecen la ventaja de su indeformabilidad y precisión. Un ejemplo típico lo constituyen los encofrados de pilares circulares, mediante el empleo de tubos de hormigón, y la prefabricación de bóvedas o cúpulas por casquetes hormigonados sobre soleras cuyo trasdós reproduce el de la bóveda a hormigonar.

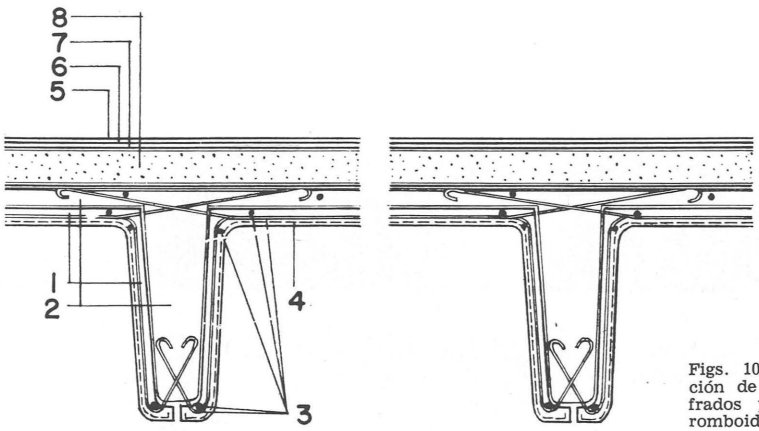
Fig. 10.79. Montaje del encofrado.





Palazzetto de Deportes de Roma

Arquitecto: A. VITELLOZZI.
Ingeniero: P. L. NERVI.



1. Casetón prefabricado.
2. Hormigonado in situ.
3. Armadura casetón.
4. Tela metálica de 0,6 kg/m².
5. Barniz bituminoso.
6. Tejido asfáltico
7. Enfoscado (4 mm).
8. Vermiculita (5 cm).

Figs. 10.79 a 10.84. Construcción de una cúpula con encofrados perdidos de casetones romboidales de hormigón.

También suelen emplearse los encofrados de hormigón en sustitución de los de escayola cuando se quieren hacer muchas piezas. La técnica normal consiste en: una vez obtenida la primera pieza, hormigonada sobre encofrado de escayola, se hace sobre esta pieza, y por vaciado, un encofrado de hormigón, con sus juntas previstas para conseguir su estanquidad y su fácil montaje y desencofrado.

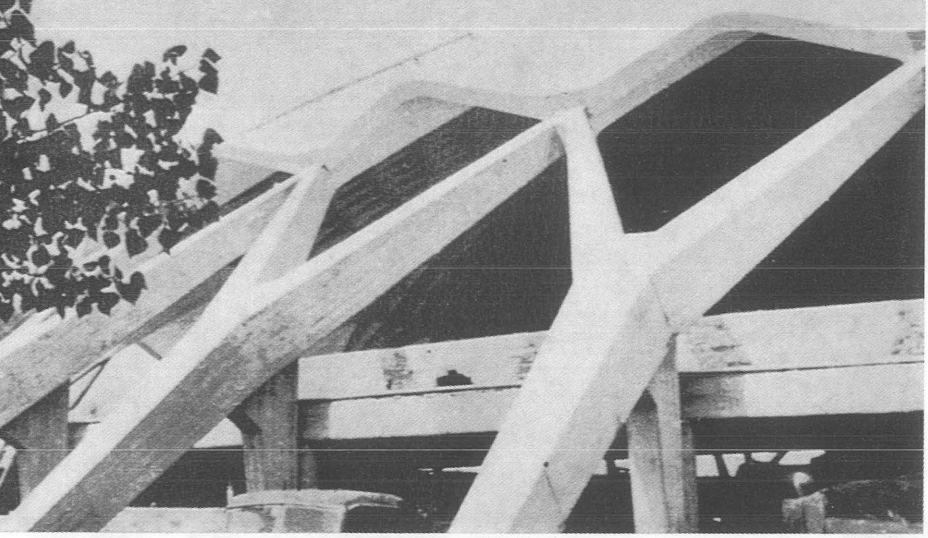


Fig. 10.82. Detalle exterior.

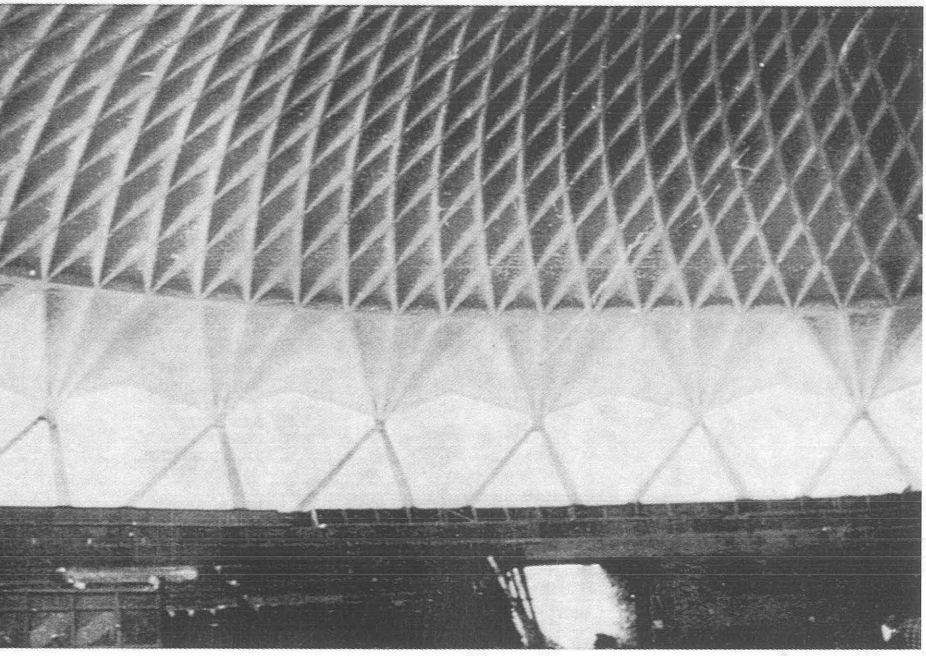


Fig. 10.83. Interior.

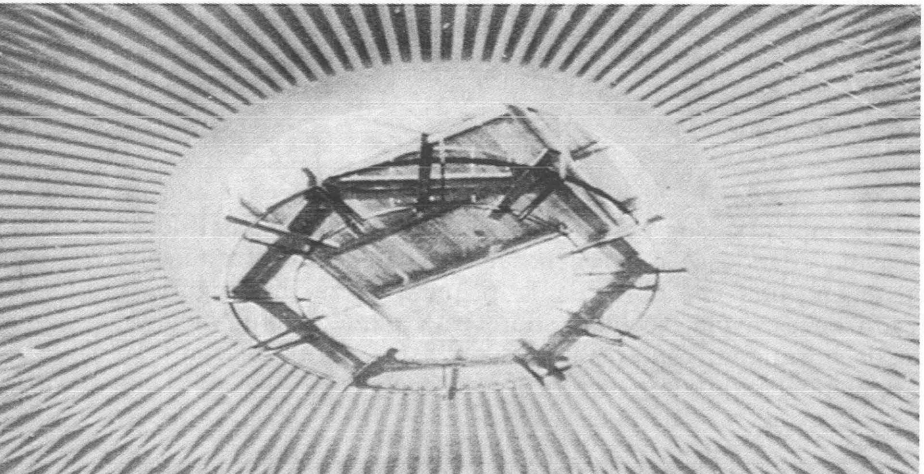


Fig. 10.84. Lucernario.

Encofrados de plástico

La reciente aparición en el mercado de la construcción de los materiales plásticos no ha alcanzado aún la importancia que dichos materiales hacen presumir. Pero en el campo de los encofrados sí se han alcanzado ya metas importantes, gracias a las siguientes propiedades:

1. Facilidad de obtención de piezas de formas muy variadas, gracias a su fabricación por estampación, o multicapas.
2. Rigidez de forma, que garantiza la indeformabilidad del encofrado, pero al mismo tiempo con una cierta deformabilidad que facilita el desencofrado.
3. Perfección de las superficies de hormigón encofradas con plástico.

Ello ha hecho que el plástico rígido se aplique fundamentalmente como encofrado de forjados encasetonados y de elementos de doble curvatura.

Por el contrario, los papeles de plástico encuentran aplicación idónea en el revestimiento de encofrados de madera, yeso u hormigón, con objeto de poder conseguir una mayor perfección de la superficie de hormigón y una mejor estanquidad del encofrado.

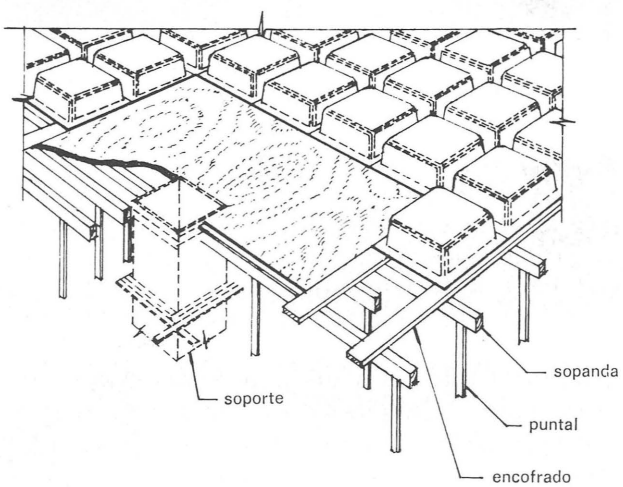


Fig. 10.85. Forjado encasetonado encofrado con casetones de plástico.

Encofrados de cartón

Casi exclusivamente su uso se limita a encofrados de pilares circulares, constituidos por tubos de cartón enrollado helicoidalmente e impermeabilizado en su interior, que la industria ofrece a precios muy económicos y de diámetro y longitud variable.

encofrados de cartón

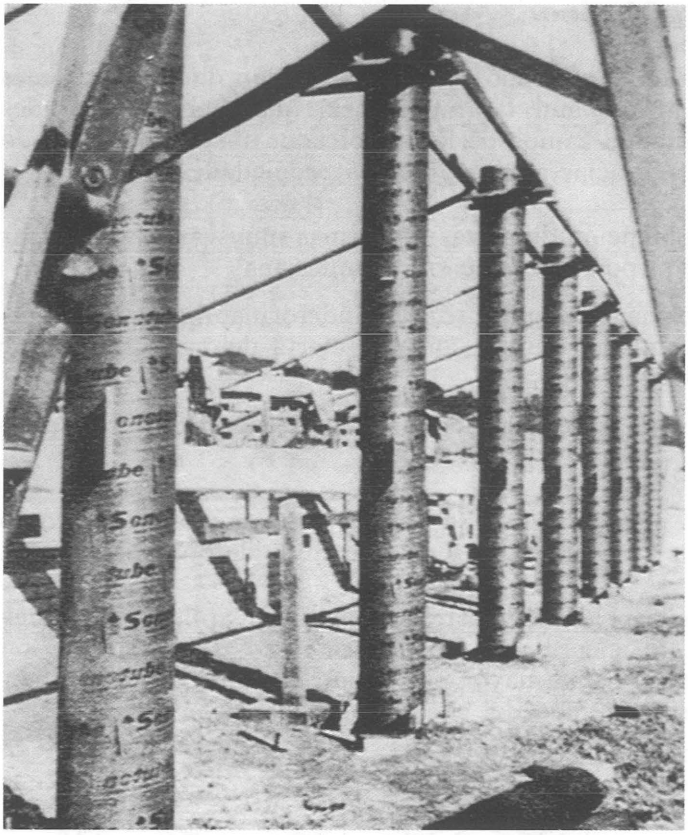


Fig. 10.86. Encofrados de cartón de pilares circulares.

Encofrados de tejidos

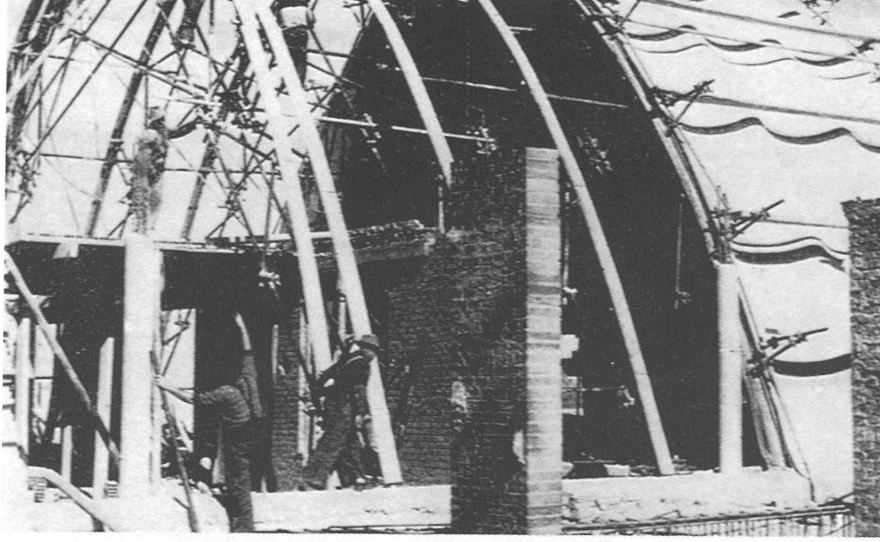
Son de dos tipos, según se trate de tejidos recuperables o perdidos. Los primeros consisten en lonas plastificadas o engomadas, impermeables, con los que se construyen formas hinchables o colgantes sobre las que se coloca el hormigón por proyección o gunitado.

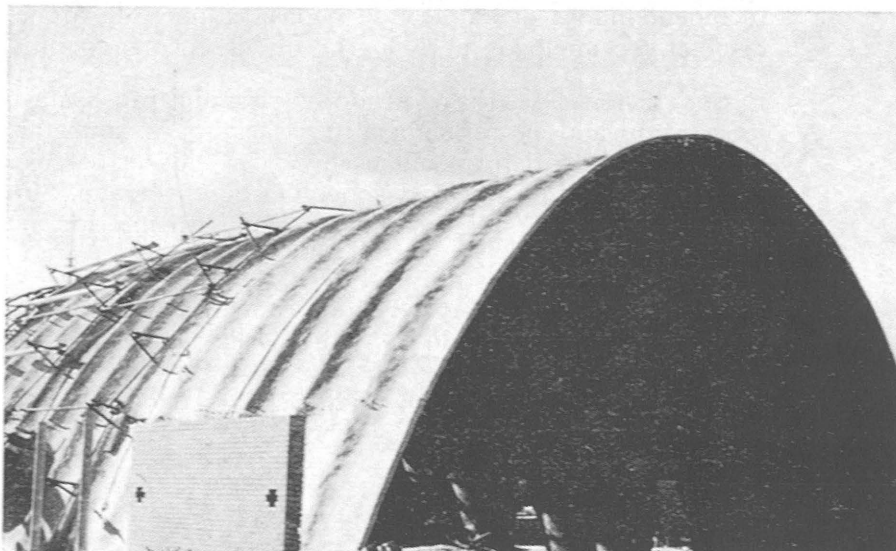
Los encofrados de tejido perdido están construidos, por el contrario, por tejidos calados, de tipo arpillera, que se colocan extendidos entre formas rígidas, y sobre los que se coloca el hormigón en capas sucesivas.

Encofrados de piedra

Su campo de aplicación se limita a la ejecución de elementos trasdosados, es decir, a piedra perdida, en los que la fábrica pétrea colabora en la absorción de esfuerzos del hormigón, a la vez que le da su acabado. Como ejemplo de esta técnica puede señalarse el método seguido por la construcción del fuste de la monumental Cruz del Valle de los Caídos.

encofrados de tejidos





Figs. 10.87 a 10.89. Construcción de bóvedas de cañón onduladas, con encofrado perdido de tejido de arpillera.

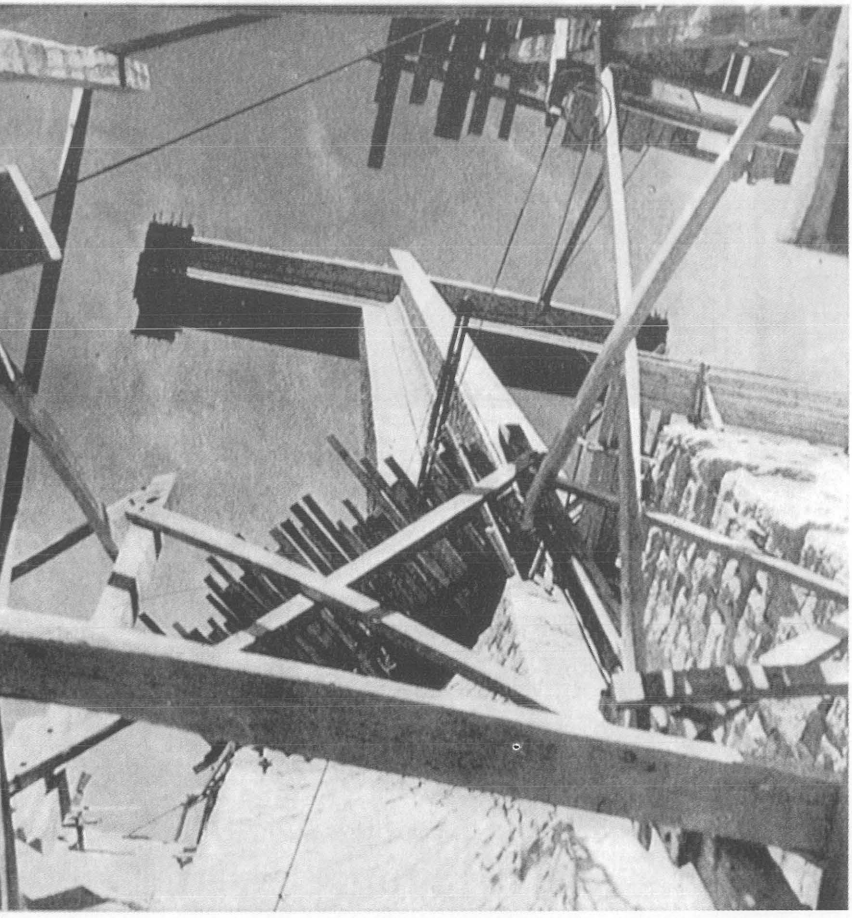


Fig. 10.90. La Santa Cruz del Valle de los Caídos, durante su construcción.

Desencofrado

Tanto los distintos elementos que constituyen el encofrado (costeros, fondos, etc.) como las cimbras y sus apeos se retirarán de forma meticulosa y ordenada, sin producir sacudidas ni puestas en carga bruscas, recomendándose el empleo de cuñas, cajones de arena, gatos u otros dispositivos análogos para lograr un desencofrado uniforme.

Las operaciones de desencofrado no se realizarán hasta que el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para soportar, con suficiente seguridad y sin deformaciones excesivas, los esfuerzos a los que va a estar sometido durante y después del desencofrado. Se recomienda que la seguridad no resulte en ningún momento inferior a la prevista para la obra en servicio.

Cuando se trate de obras de importancia y no se posea experiencia de casos análogos, o cuando los peligros de una fisuración prematura fuesen grandes, se realizarán ensayos de información para conocer la resistencia real del hormigón y poder fijar convenientemente el momento de desencofrado.

Se pondrá especial atención en retirar oportunamente todo elemento de encofrado que pueda impedir el libre juego de las juntas de retracción o dilatación, así como de las articulaciones, si las hay.

En cuanto a los plazos de desencofrado, conviene destacar que el tipo, clase y categoría del cemento empleado, y las condiciones de temperatura y humedad son los factores más importantes a tener en cuenta. En general, pueden reseñarse como plazos medios los señalados en la tabla XXII del Apéndice.

A título de orientación, y para apreciar la influencia de la temperatura, puede indicarse como plazo de desencofrado para hormigones hechos con P-350 el dado por la fórmula:

$$n = \frac{400}{(Q/G + 0{,}5)(T + 10)} ,$$

en la que:

n = Número de días.

T = Temperatura media (en °C) de las máximas y mínimas diarias durante los n días.

G = Carga que actúa sobre el elemento al descimbrar.

Q = Carga que actuará posteriormente ($G + Q$ = carga total).

En edificios de varias plantas debe haber, como mínimo, dos plantas encofradas, con objeto de que la planta que se hormigona no se apoye sólo en su inmediata inferior. Ello obliga al empleo de un equipo de tres juegos de encofrados de fondos y apeos, y dos de costeros.

Desencofrantes

Cualquiera que sea la naturaleza del encofrado, salvo en los casos en que éste vaya a quedar perdido, es preciso cuidar que no se pegue el hormigón. Para ello existen en el mercado diversos productos desencofrantes, que suelen ser diferentes según la naturaleza del encofrado.

Como normas generales, cualquier tipo de desencofrante debe emplearse sobre encofrados bien limpios y en capa muy fina (algunas decenas de

micras de espesor). Por su naturaleza, los diversos tipos de desencofrantes se pueden clasificar en los siguientes grupos:

1. Agua.
2. Aceites minerales ligeros.
3. Acidos grasos.
4. Grasas de silicona.
5. Ceras.
6. Parafina o vaselina.
7. Emulsiones diversas.

Y, según que se trate de líquidos o pastas, sus formas de aplicación varían desde por riego o aspersión hasta dados con muñequilla o con brocha.

En la práctica, los desencofrantes más eficaces y empleados son los siguientes:

A. Para encofrados de madera

1. Agua, empapando el encofrado para que no pueda absorber ninguna de la que lleva el hormigón.
2. Mezcla de gas-oil y estearina (10 %). Se calienta medio kilo de estearina hasta licuarla y se disuelve en cinco litros de gas-oil.

B. Para encofrados de metal

1. Mezcla de gas-oil y estearina en la misma proporción anterior (10 %). No debe emplearse el gas-oil solo, porque mancha, y menos aún con aceites de recuperación, que ennegrecen la superficie del hormigón.

C. Para encofrados de escayola, hormigón o plástico

1. Jabón de desencofrar disuelto en agua, en forma de solución jabonosa.

Hoy día se emplea también el método de pegar a la superficie del encofrado papeles plásticos o impregnados, que no sólo evitan la adherencia del hormigón, sino que permiten obtener un acabado más uniforme al eliminar las huellas de las juntas e imperfecciones.

11 hormigones vistos

Generalidades ☆ Composición del hormigón
Fabricación ☆ Encofrados ☆ Tratamiento superficial
Defectos ☆ Hormigones blancos

Generalidades

La construcción en hormigón, y sobre todo en hormigón visto, exige la solución de nuevos problemas, dado su carácter totalmente distinto a los que plantea la construcción con otros materiales. Porque el hormigón, desde un principio, carece de forma, y el arquitecto tiene que influir en todo el proceso de fabricación, con acción directa o inmediata sobre sus propiedades y apariencias. Por ello, el hormigón visto constituye la forma más veraz y expresiva de la construcción en hormigón, cuya razón de ser no está influida por la moda, sino por su propia y auténtica personalidad. El que el hormigón luzca su libertad formal, y su propia cara, es algo tremendamente sugestivo para el arquitecto, que encuentra en este material un feliz aliado para el desarrollo de sus exigencias creadoras de nuevas formas y estéticas.

Pero, ¿qué se entiende por HORMIGONES VISTOS?... Son «aquellos hormigones que muestran al exterior su naturaleza y que permanecen vistos durante toda la vida de la obra». Tras las clásicas operaciones de encofrado, puesta en obra y desencofrado, características del proceso de ejecución de todo hormigón, puede ocurrir:

1. Que la superficie del hormigón no sufra tratamiento alguno y quede tal cual resulte al desencofrar: HORMIGONES VISTOS PROPIAMENTE DICHOS.

2. Que desencofrado prematuramente, o con empleo de retardadores superficiales, permite que se elimine por simple lavado la película exterior de lechada: HORMIGONES LAVADOS.

3. Que una vez desencofrados sufran un tratamiento de talla superficial con bujarda, rasqueta, chorro de arena..., con objeto de cambiar la textura superficial: HORMIGONES TALLADOS.

4. Que sean pulimentados: HORMIGONES PULIDOS o TERRAZOS.

los recubrimientos. En efecto, con grava de 40 mm ($\varnothing_{max} = 80$ mm), es necesario emplear recubrimientos de 5 cm para poder garantizar la uniformidad del aspecto exterior si el hormigón va a quedar visto. En cambio, con grava de 20 mm ($\varnothing_{max} = 40$ mm), los recubrimientos ya pueden ser de 2 a 3 cm, y esta posible reducción del espesor del hormigón puede compensar, en parte, del mayor costo de los hormigones de diámetro máximo menor.

Este sobrecosto es consecuencia de que cuanto mayor es el diámetro máximo, menor es la cantidad de superficie a mojar por la lechada, y para una misma plasticidad hay que emplear menor cantidad de agua, y para una misma resistencia menor cantidad de cemento. Al disminuir el diámetro máximo hay que echar más agua y, por consiguiente, para no reducir la resistencia, también más cemento, con objeto de no variar la relación agua/cemento. Pero como los hormigones vistos son ricos en cemento, no les afecta esta reducción del diámetro máximo.

* * *

En segundo lugar, los áridos deben tener la máxima compacidad, por lo que deben emplearse las GRANULOMETRIAS CONTINUAS (con distribución parabólica de acuerdo con la ley de Fuller); las GRANULO-

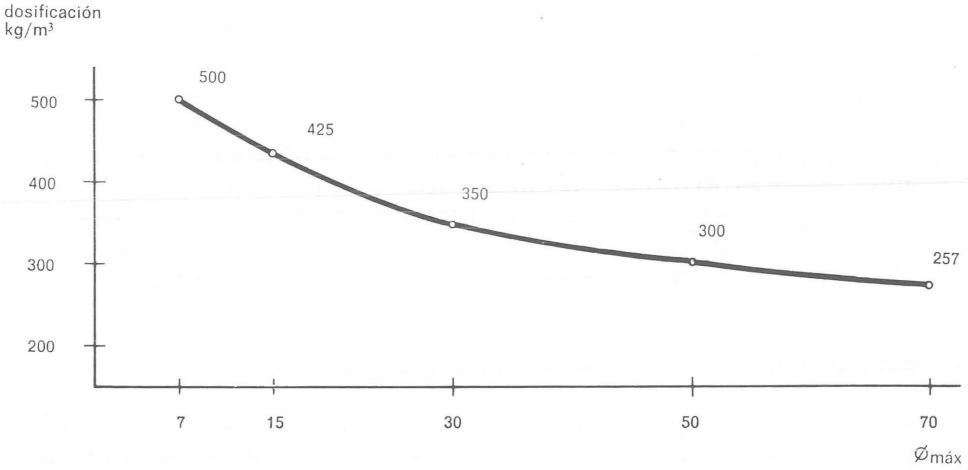


Fig. 11.5. Proporción de finos, incluido como tal el cemento, según Walz.

METRIAS DISCONTINUAS (con ausencia de granos intermedios, de acuerdo con las leyes de Feret); o las GRANULOMETRIAS SEMICONTINUAS (con escasez de granos intermedios). Las GRANULOMETRIAS INTERFERIDAS (con exceso de granos intermedios) deben desecharse por su falta de compacidad. Pero no basta con ello, ya que la uniformidad superficial exige la abundancia de finos ($\varnothing < 0{,}16$ mm), que según

las experiencias de WALZ deben ser, en función del diámetro máximo, según la gráfica de la figura 11.5. De acuerdo con ello, para

$$\varnothing_{max} = 40 \text{ mm se necesitan } 350 \text{ kg/m}^3$$
$$\varnothing_{max} = 20 \text{ mm se necesitan } 400 \text{ kg/m}^3$$
$$\varnothing_{max} = 10 \text{ mm se necesitan } 450 \text{ kg/m}^3$$

incluyendo en esta cantidad de finos, los finos de los áridos y la totalidad del conglomerante. Y como la cantidad de finos inertes de los áridos viene limitada a un 3 % de su peso total, pues como mucho, estos finos inertes llegan a ser

$$\frac{1.800 \times 3}{100} \simeq 50 \text{ kg/m}^3 .$$

Pero como estos finos tiñen el color del hormigón, debe evitarse su empleo, lavando los áridos, con lo que la cantidad de cemento a emplear en hormigones vistos oscila de 350 a 450 kg/m³.

* * *

Y por último hay que tener en cuenta la naturaleza del árido, su coloración, su carácter rodado o de machaqueo, y su limpieza de sustancias nocivas, sobre todo de sales solubles y álcalis, capaces de producir eflorescencias.

3. Agua

En general podrán emplearse todas las aguas que cumplan las condiciones exigidas para los hormigones normales, con sólo un mayor rigor frente a aquellas sustancias que pueden producir eflorescencias —sales solubles— o manchas por ser aguas turbias o teñidas. No deberán emplearse nunca las aguas de mar.

4. Adiciones

Si siempre es delicado el empleo de adiciones por lo incierto de sus resultados, ni que decir tiene que en el caso de hormigones vistos su empleo ha de estar presidido por la máxima prudencia. Y este planteamiento se reduce a un solo consejo: NO EMPLEAR NINGUNA ADICION SIN EXPERIMENTACION PREVIA.

De todos modos, en beneficio de la uniformidad del hormigón pueden emplearse una serie de productos de adición adecuados, tales como son los PLASTIFICANTES REDUCTORES o RETENEDORES DE AGUA. No deben emplearse los agentes AIREANTES o espumantes sin efectos de dispersión. En la práctica, la mayor parte de los productores de aire están combinados con dispersantes, por lo que pueden emplearse, pero sin olvidar el ensayo previo.

Los aireantes con dispersantes sólo deben emplearse con bajas dosificaciones, ya que en ese caso las burbujas, de micras de diámetro, completan los finos necesarios para conseguir la compacidad que exigen los hormigones vistos. Cuando la cantidad de lechada aumenta, deben emplearse los plastificantes reductores de agua; y con dosificaciones pobres los plastificantes retenedores de agua, que si son finos inertes deben cumplir la limitación del 3 % del peso de los áridos.

Fabricación

La homogeneidad superficial de los hormigones vistos exige una perfecta HOMOGENEIDAD de su masa, por lo que debe prestarse especial atención al control de dosificación, que debe hacerse preferentemente en peso, y a la forma de fabricación, transporte y colocación. Sólo de este modo se podrá garantizar la homogeneidad de la mezcla a lo largo de todo el proceso de fabricación.

Por otro lado, al hormigón visto hay que exigirle resistencia a la intemperie, es decir, COMPACIDAD, para que absorba la menor cantidad de agua posible, y sus elementos constructivos sean IMPERMEABLES. El empleo de gran cantidad de cemento y de cementos muy finos, favorece la obtención de esta gran compacidad.

La técnica de puesta en obra debe de orientarse hacia el vibrado, ya que sólo de este modo puede garantizarse la máxima compacidad, a la par que pueden emplearse hormigones secos y evitar el empleo de agua de más, que al no ser necesaria para la hidratación del cemento, al evaporarse producirá poros.

Pero el empleo de hormigones ricos, compactados por vibración, hace que las superficies vistas sean ricas en lechada, y que por su alto contenido en cemento conduzcan al peligro de producir fisuraciones por retracción. Esto hace que en piezas armadas se exija una mayor proximidad de las armaduras, que no deben separarse entre sí más de 20 cm. O sea, que en hormigones vistos, y junto a las caras vistas, debe de tenderse a emplear mayor número de armaduras más finas en vez de pocas más gordas; lo cual va también en beneficio del hormigón, al alejar el peligro de fisuración bajo carga, por la mayor adherencia acero-hormigón de las barras más finas.

Por otro lado, estas armaduras no deben estar próximas a las caras vistas, por lo que se recurre a aumentar los recubrimientos y a garantizarlos mediante el empleo de separadores. Hay, pues, que prestar cuidadosa atención a los recubrimientos de las armaduras, con objeto de que el hormigón penetre bien entre éstas y el encofrado, y que la lluvia o la humedad del aire no pueda producir su corrosión que fatalmente mancha la superficie de óxido o produce grietas y desconchones por el carácter expansivo de la oxidación metálica.

Este peligro aconseja el aumentar los recubrimientos mínimos a los siguientes valores:

Hormigones vistos	2 a 2,5 cm
Hormigones lavados	2,5 a 3 cm
Hormigones arañados...	
Hormigones al chorro de arena...	
Hormigones tallados por percusión	3 a 4 cm

Encofrados

El hormigón visto se encofra en general con madera, tableros de fibra de madera, fibrocemento, hormigón, acero, vidrio, caucho o plástico.

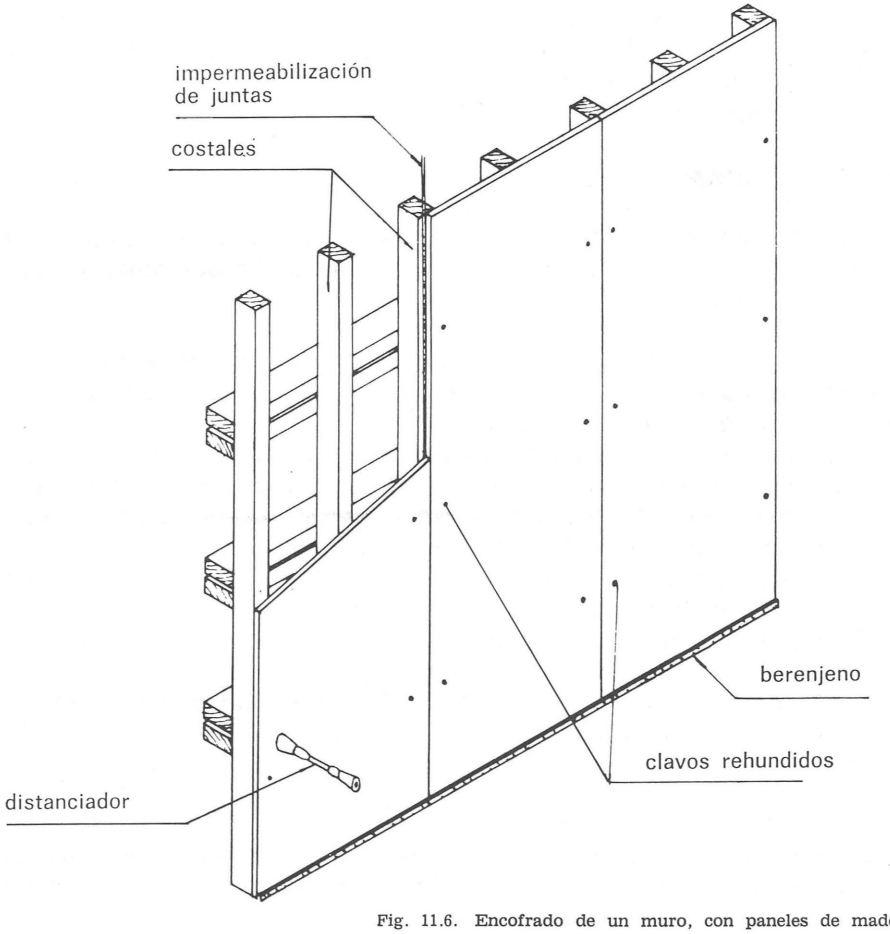


Fig. 11.6. Encofrado de un muro, con paneles de madera.

1. Encofrados de madera

En España se emplean generalmente los encofrados de madera de pino, debiendo seleccionarse tablas exentas de nudos, y de existir algún nudo saltado puede taparse con un tapón de la misma madera y con las fibras igualmente orientadas. La capacidad de succión y absorción de agua o del producto desencofrante es función de la densidad de la madera, dirección de fibras, edad... Por ello, debe procurarse que todas las tablas sean lo más homogéneas posibles, y que se empleen con el mismo número de usos.

Como la experiencia demuestra que las diferencias de tono en la superficie de hormigón, producidas por la distinta capacidad de succión o absorción de las tablas, llegan a desaparecer con el tiempo, es un error el pretender corregir esta causa por medio de los desencofrantes. Como el aceite con que se untan los encofrados, al penetrar más o menos en la madera, se comporta diferentemente sobre la superficie del hormigón, deben aplicarse de forma que resulte lo más uniformemente posible sobre la superficie de los encofrados. En las zonas más ricas en resinas, como son los nudos, se absorbe menos desencofrante, y la mayor concentración que se produce en estos entornos se traduce en manchas sobre la superficie del hormigón. Por otro lado, es preciso cumplir todas las reglas dadas por el fabricante del desencofrante utilizado, así como a la disolución correcta de los productos concentrados. Las emulsiones deben agitarse de vez en cuando para evitar la separación eventual del producto concentrado y el disolvente.

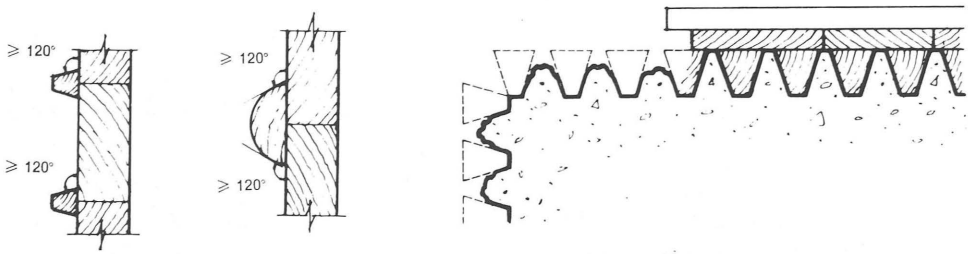
Las tablas nuevas tienen un poder de absorción mayor que las ya usadas, que por su contacto con la lechada del hormigón han adquirido una cierta mineralización superficial. Por ello es necesario impregnar de desencofrante, al menos dos veces, a los encofrados nuevos.

La tabla de sierra, sin cepillar, sólo debe emplearse en grandes superficies, con objeto de que la huella de la tabla dé más vida a la superficie. El juego de tablas horizontales, verticales y oblicuas permiten obtener efectos muy variados; el empleo de BERENJENOS, triangulares o trapezoidales, permite ocultar los defectos aparentes de las juntas de hormigonado, o bien emplear listones que permitan definir líneas rectas de junta.

Deben emplearse tablas de espesor mínimo de 25 mm, con objeto de evitar deformaciones producidas por el peso o empuje del hormigón fresco. Los entrantes deben hacerse según planos inclinados con objeto de favorecer su salida a la hora de desencofrar.

Como reglas generales se pueden señalar las siguientes:

1. Que los encofrados sean lo más rígidos posible, con objeto de absorber los esfuerzos producidos durante el hormigonado y puesta en obra del hormigón.



Figs. 11.7 y 11.8. Empleo de berenjenos para ocultar las juntas o crear texturas irregulares.

2. Cuidar las aristas, como puntos más delicados, y a ser posible matarlas con berenjenos o molduras.
3. Extremar el control de plomos, niveles y enrases de tablas y tableros.
4. Limpiar perfectamente los encofrados y empaparlos bien de agua, o untarlos con el desencofrante a emplear, inmediatamente antes de verter el hormigón.
5. Proceder a desencofrar cuidadosamente para no producir desconchones. Es conveniente humedecer algo los encofrados, si están demasiado secos, antes de desencofrar.

2. Encofrados de paneles de madera

Los paneles artificiales de fibra de madera ofrecen buenas posibilidades para la obtención de superficies de hormigón lisas y planas. Como estos paneles no pueden resistir por sí solos el peso y empuje del hormigón fresco, es preciso rigidizarlos con cuadrícula de costales.

Los encofrados de paneles duros de fibra de madera, constituidos por fibras aglomeradas con resinas artificiales, no pueden utilizarse nada más que un número limitado de veces, ya que la humedad del hormigón los vuelve rugosos y fibrosos.

3. Encofrados de contrachapado

Los tableros de contrachapado de 4 a 5 mm de espesor son más caros que los paneles de fibras, pero en cambio tienen más duración, son más ligeros y se despegan fácilmente del hormigón. Son también sensibles a la humedad, que los alabea; por ello suelen emplearse recubiertos con una laca preparada con resinas artificiales.

4. Encofrados de otros materiales

Las superficies de hormigón completamente lisas, y sin textura aparente, se consiguen con el empleo de hojas de plástico, que generalmente se pierden tras su primer empleo. Las hojas más resistentes se emplean para ejecutar perfiles especiales.

Insensibles a la humedad, los paneles de fibrocemento se aplican como tableros de revestimiento interior de retículas de listones; son más resistentes que los tableros de madera y pueden ofrecer texturas muy variadas.

Los encofrados enterizos metálicos son caros, y su uso sólo se justifica en el hormigonado en taller. Las pérdidas de calor que sufre el hormigón a través de las chapas metálicas obliga a ampliar los plazos de desencofrado, sobre todo en tiempo frío, y exigen aislamiento adecuado ante el peligro de heladas.

Los paneles de madera forrados de chapa metálica no aportan ninguna ventaja, ya que los movimientos de la madera producen alabeos de la chapa, cosa que sólo puede evitarse con chapas onduladas o plegadas.

Tanto las chapas metálicas, como los encofrados de madera revestidos de chapa deben siempre protegerse con desencofrantes adecuados para evitar que el agua del hormigón produzca su oxidación, con la consiguiente mancha de su superficie, o su desconchón por adherencia.

Para el hormigonado de pilares circulares se emplean frecuentemente tubos de hormigón, cuyas juntas deben revestirse con mortero, y su superficie interior con desencofrante.

Las formas complicadas o de doble curvatura pueden encofrarse con moldes de yeso o de hormigón, ejecutadas sobre un contramolde. En el caso del yeso, un hidrófugo hace de desencofrante, y generalmente es más económico romperlo y hacer otro, que empeñarse en hacer un desencofrado cuidadoso para su reutilización.

Y por último, los plásticos, en su gran variedad de materiales, están aportando nuevas soluciones de moldes obtenidos por estampación, que permiten obtener formas muy variadas, con texturas muy lisas, y que se desencofran fácilmente por la deformabilidad del material.

Tratamiento superficial

En todos los tratamientos superficiales es preciso saber elegir el momento preciso para su ejecución, pues si se ejecuta demasiado pronto se corre el peligro de arrancar los granos de árido de la masa del hormigón, y si se hace demasiado tarde se encarece el trabajo y desgaste de herramientas. Solamente el hormigón lavado hay que ejecutarlo nada más desencofrado cuando el hormigón está aún fresco.

El aspecto de la superficie del hormigón visto es, en principio, determinado por el mortero. Por ello, el color de la arena y el tono más o menos claro del cemento son de mayor importancia que el color de las gravillas y gravas. Las diferencias de coloración de éstas sólo aparecen tras el tratamiento superficial de lavado, talla o pulimento.

Como se comprende fácilmente, la posibilidad de acumulación de sales y polvo sobre las superficies rugosas de los hormigones tallados, aconseja proteger su superficie con una capa de productos incoloros hidrófugos, tales como las siliconas o los fluoruros. Así, sus superficies pueden ser fácilmente lavadas, función que puede ejercer la propia agua de lluvia. Antes de dar estas capas protectoras, el hormigón debe estar completamente limpio y seco.

1. Hormigones al chorro de arena

El chorro de arena destruye la capa superficial de lechada, eliminándola de entre los granos, y dejando una superficie más o menos rugosa

según la dureza del hormigón y presión de la arena. Los granos desnudos que quedan aparentes, son los responsables de esta rugosidad.

El tratamiento debe realizarse una vez terminado el proceso de fraguado e iniciado el de endurecimiento.

2. Hormigón lavado

Consiste en tratar con chorro de arena la superficie de hormigón que aún no ha terminado de fraguar, con objeto de eliminar el mortero y dejar una capa de grava aparente. Es evidente que un elemento constructivo desencofrado tan prematuramente es incapaz de aguantar ningún peso, por lo que si se trata de elementos estructurales, lo que se hace es untar los encofrados con retardadores que eviten el fraguado de la capa superficial. De todos modos, es técnica que se emplea casi exclusivamente en piezas moldeadas en taller y horizontalmente.

3. Hormigón tallado

Los métodos de talla más corrientemente aplicados son: bujardeado, cincelado, arañado y apiconado, y que según sus formas de aplicación pueden ofrecer efectos de contraste más o menos acentuados, reforzados por los juegos de luz y sombra. Este tipo de tratamiento hay que realizarlo sobre el hormigón ya suficientemente endurecido, y no antes de 3 a 4 semanas, según el tipo de cemento.

4. Hormigón pulido

Con el pulido el hormigón adquiere sus más bellas apariencias, pero por su dureza esta operación es costosa y sólo posible de aplicar industrialmente en superficies planas, con máquinas pulidoras que ejercen gran presión sobre la superficie horizontal. En obra, sobre superficies verticales planas, o sobre superficies curvas es antieconómico, ya que, al no poderse dar presión, es necesario hacer el trabajo a mano.

Su campo idóneo de aplicación es en los terrazos, hechos en baldosas de pavimento o placas de revestimiento.

* * *

Cualquiera que sea el tratamiento superficial producido, la superficie exterior puede dejarse tal cual, o sufrir tratamientos especiales a base de:

1. ENDURECEDORES DE SUPERFICIE, que tienden a producir de forma efectiva y rápida el incremento de la dureza superficial, con los beneficios que ello implica, sobre todo del lado de la durabilidad. Los procedimientos más conocidos son los siguientes:

   a) Silicatación, con empleo de silicato sódico o potásico.

   b) Fluatación, mediante fluosilicatos de magnesio, cinc y aluminio.

c) Ocratización, con el que se consigue la mayor penetración, por tratarse con un gas, el tetrafluoruro de sílice.

d) Carbonatación, que por acción del CO_2 se activa el proceso natural.

2. PINTURAS, siempre permeables, a no ser que se pueda garantizar la sequedad total del hormigón.
3. BARNICES o LACAS.
4. CERAS, en hormigones pulidos, que refuerzan su color y brillo.

Defectos

El aspecto del hormigón visto depende esencialmente de su uniformidad, asegurada por la ejecución conveniente de la mezcla, y la constancia de la composición.

Los defectos aparentes en el hormigón visto se clasifican de acuerdo con los siguientes criterios:

1. Variaciones de color

1.1. *Por contaminación*

A. Debidos a impurezas de los materiales que constituyen el hormigón: cementos siderúrgicos, piritas en los áridos, aguas contaminadas...

B. Por contaminación de las impurezas de los encofrados: madera muy fresca o con mucho tanino, mala calidad de los desencofrantes (con aceites de recuperación).

C. Por causas externas, después de desencofrar: polución atmosférica, restos de pintura...

1.2. *Por segregación*

D. Por diferencias de absorción de las superficies de encofrado.

E. Por segregación paralela a la superficie del hormigón por efecto pared.

F. Por segregación normal al plano de la superficie del hormigón.

G. Por pérdidas de lechada a través de las juntas del encofrado.

1.3. *Por heterogeneidad*

H. Por cambios del cemento, de unas partidas a otras, o por tener distinta procedencia.

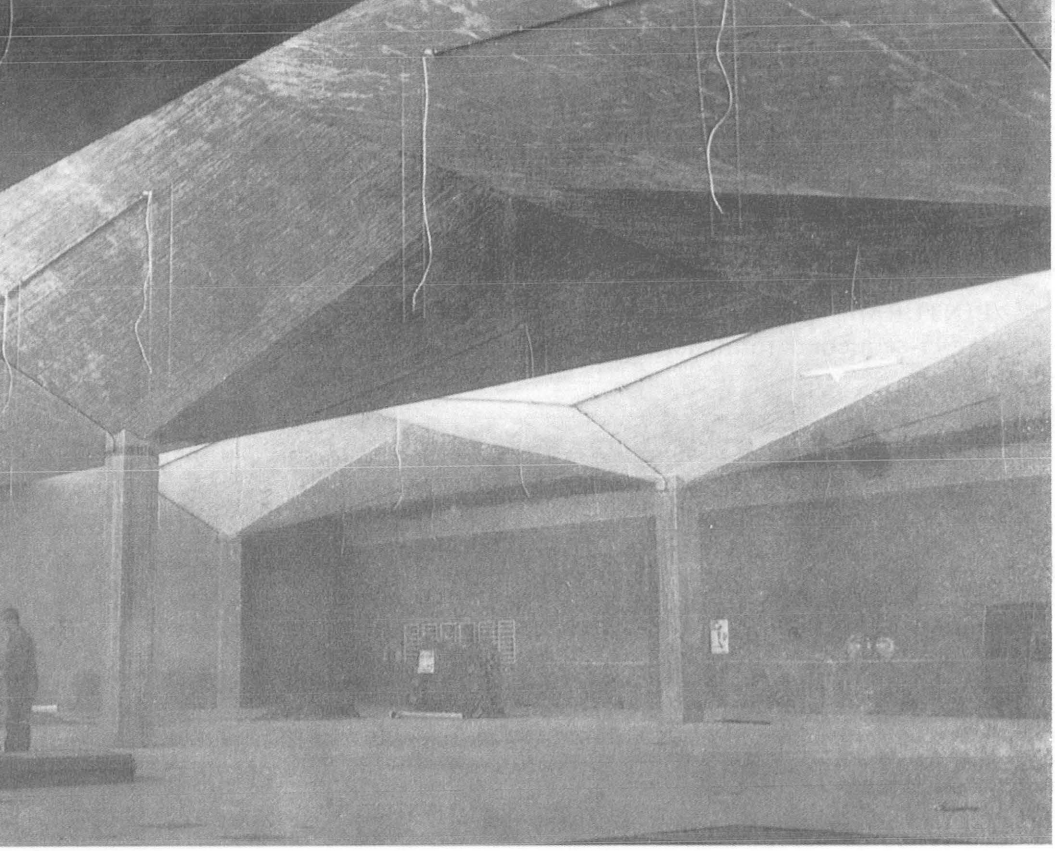


Fig. 11.9. Manchas producidas por los álcalis contenidos en el cemento.

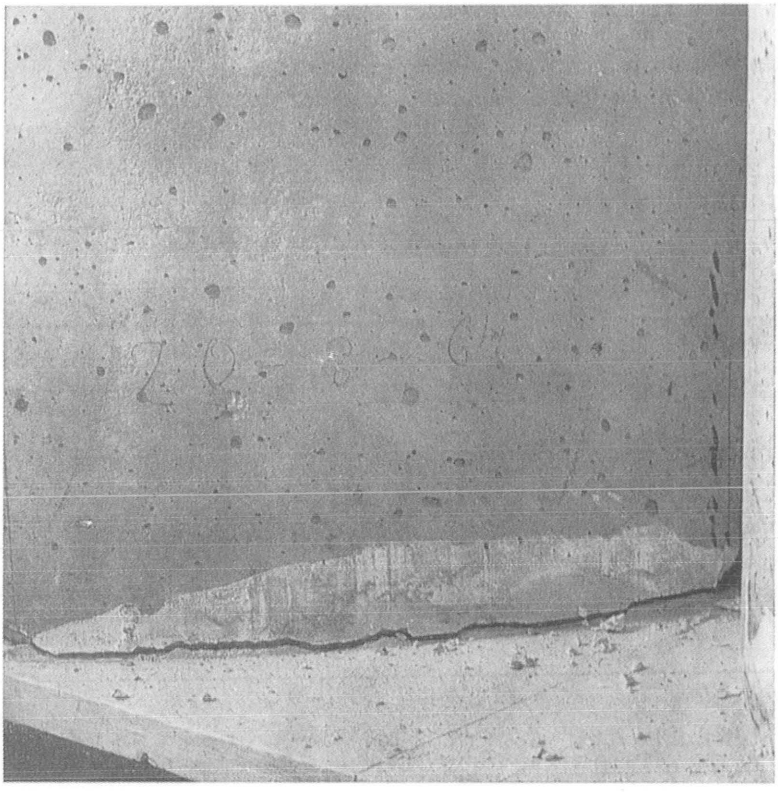


Fig. 11.10. Alvéolos causados por burbujas de aire.

Fig. 11.11. Manchas producidas por humedades.

I. Por variaciones de granulometría o procedencia de los áridos.

J. Por dispersiones en la dosificación en la relación agua/cemento.

K. Por transparencia de la lechada.

L. Por distinto grado o procedimiento de curado.

1.4. *Por ecología*

LL. Por irregular acción del soleamiento, lluvia, nieve o viento.

2. Irregularidades superficiales

2.1. *Cavidades*

M. Debidas a salientes o resaltos en la superficie del encofrado.

N. Alvéolos causados por burbujas de aire.

Ñ. Grupos de cavidades en forma de nidos de grava, por segregación, mala compactación o fugas de lechada a través de las juntas del encofrado.

2.1. *Resaltos*

O. Por cavidades en la superficie del encofrado.

P. Por fugas de lechada o mortero.

Q. Por formación de sales.

2.3. *Erosión*

R. Por movimiento de burbujas de aire sobre el hormigón fresco, o por segregaciones localizadas.

2.4. *Lesiones*

S. Desconchones por adherencia al encofrado.

T. Por ataque de un desencofrante no idóneo u oxidación de armaduras superficiales.

U. Fisuración de retracción.

V. Fisuración bajo carga.

2.5. *Deformaciones*

X. Por incorrecta alineación del encofrado.

Y. Por deformaciones del encofrado bajo la carga del hormigón fresco.

Z. Por deformaciones de los elementos estructurales bajo carga.

* * *

El problema radica en sentar las bases objetivas que permitan calificar la calidad de un paramento de hormigón visto, pese a la presencia en él de algunos de estos defectos señalados. Para ello se hace el siguiente planteamiento:

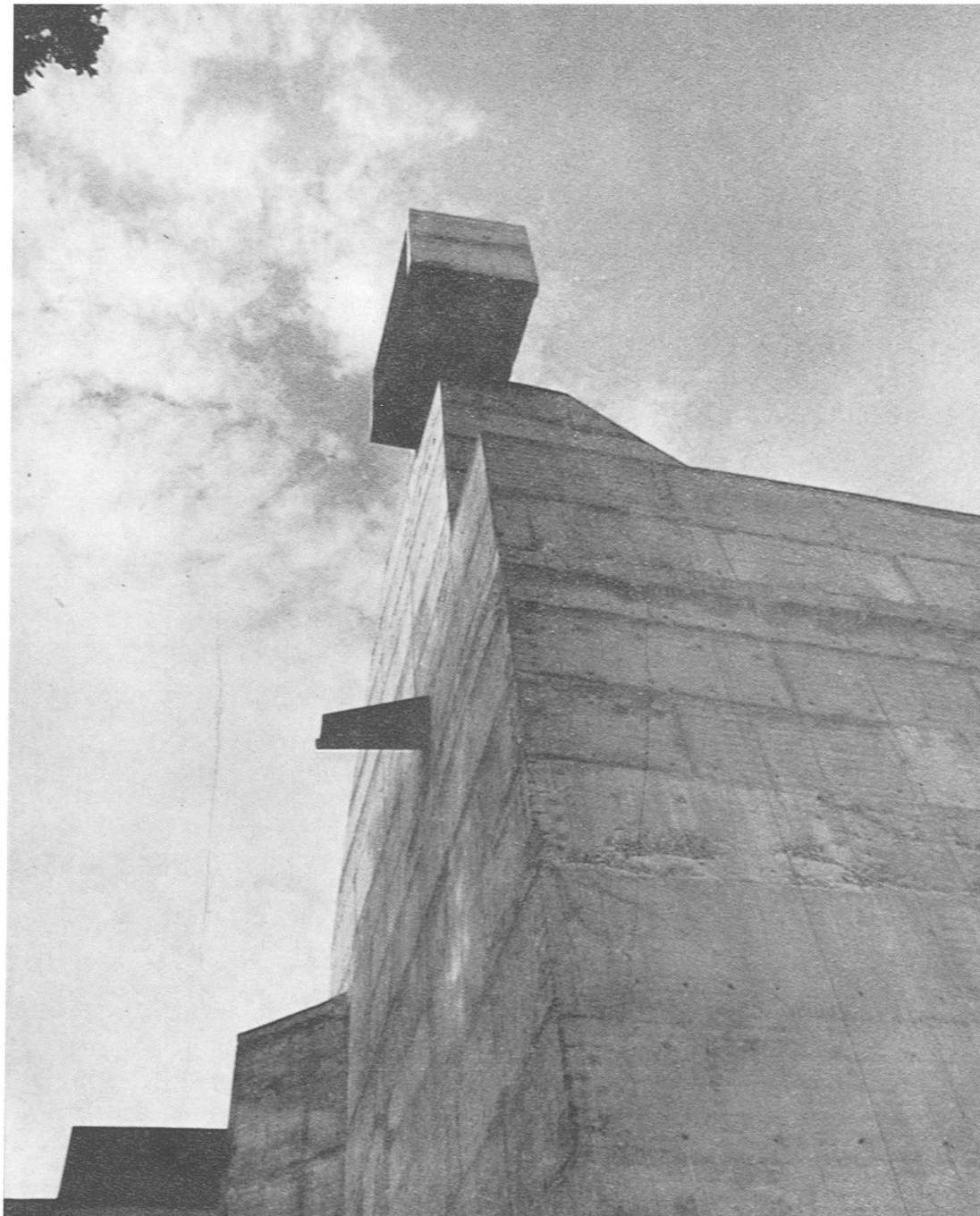
El aspecto del hormigón tiene una importancia primordial, en cualquiera de sus muchas variantes, ya que el efecto estético de una superficie depende, tanto de su tipo, como de su calidad. Pero dado que la perfección total es materialmente irrealizable, es preciso establecer un método que permita definir las calidades de un paramento, que facilite el entendimiento entre los autores del proyecto, directores de obra y constructores.

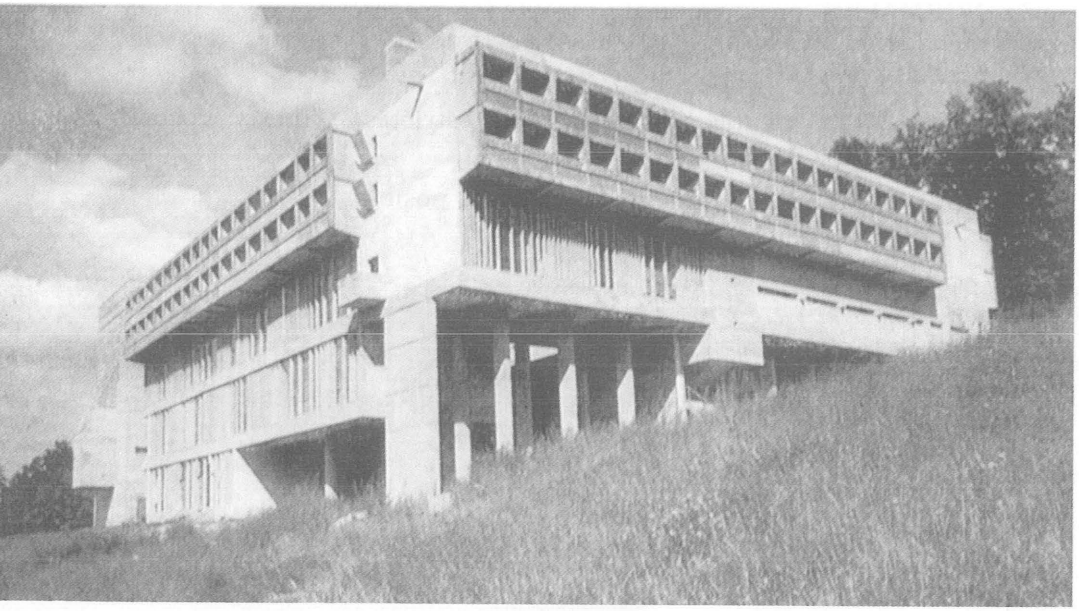
Para ello es preciso definir la calidad de una superficie en términos cuantitativos, para lo cual se fija, por un lado, la IMPORTANCIA DE LOS DEFECTOS, y por otro las VARIACIONES entre dos partes de una misma superficie. Y sus grados de tolerancia serán distintos según se trate de hormigones vistos:

1. BRUTOS, cuyo atractivo se basa en su tratamiento irregular y descuidado, y que ha dado origen al BRUTALISMO como meta estética felizmente iniciada por LE CORBUSIER, y que no acepta ninguna norma.

2. NORMALES, o simplemente ejecutados correctamente, pero sin cuidados especiales, y que aceptan amplios márgenes de tolerancias.
3. CUIDADOS, con tolerancias bastante estrictas, y que ya exigen métodos de ejecución adecuados.
4. ESPECIALES, o de máxima perfección posible.

Fig. 11.12.





Figs. 11.12 a 11.14. Convento de la Tourette. Arquitecto: Le Corbusier. Primer gran ejemplo del «brutalismo» arquitectónico, con genial desenfado en el tratamiento de formas, líneas y texturas. Hormigón visto «bruto», con acabados fuera de toda norma.

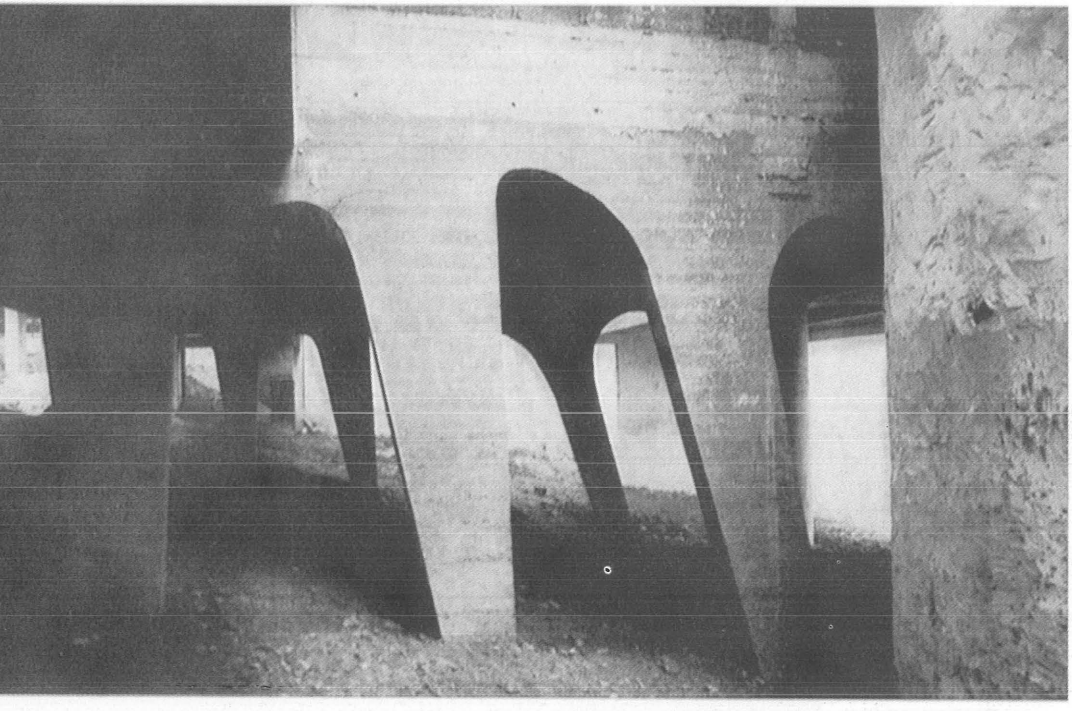
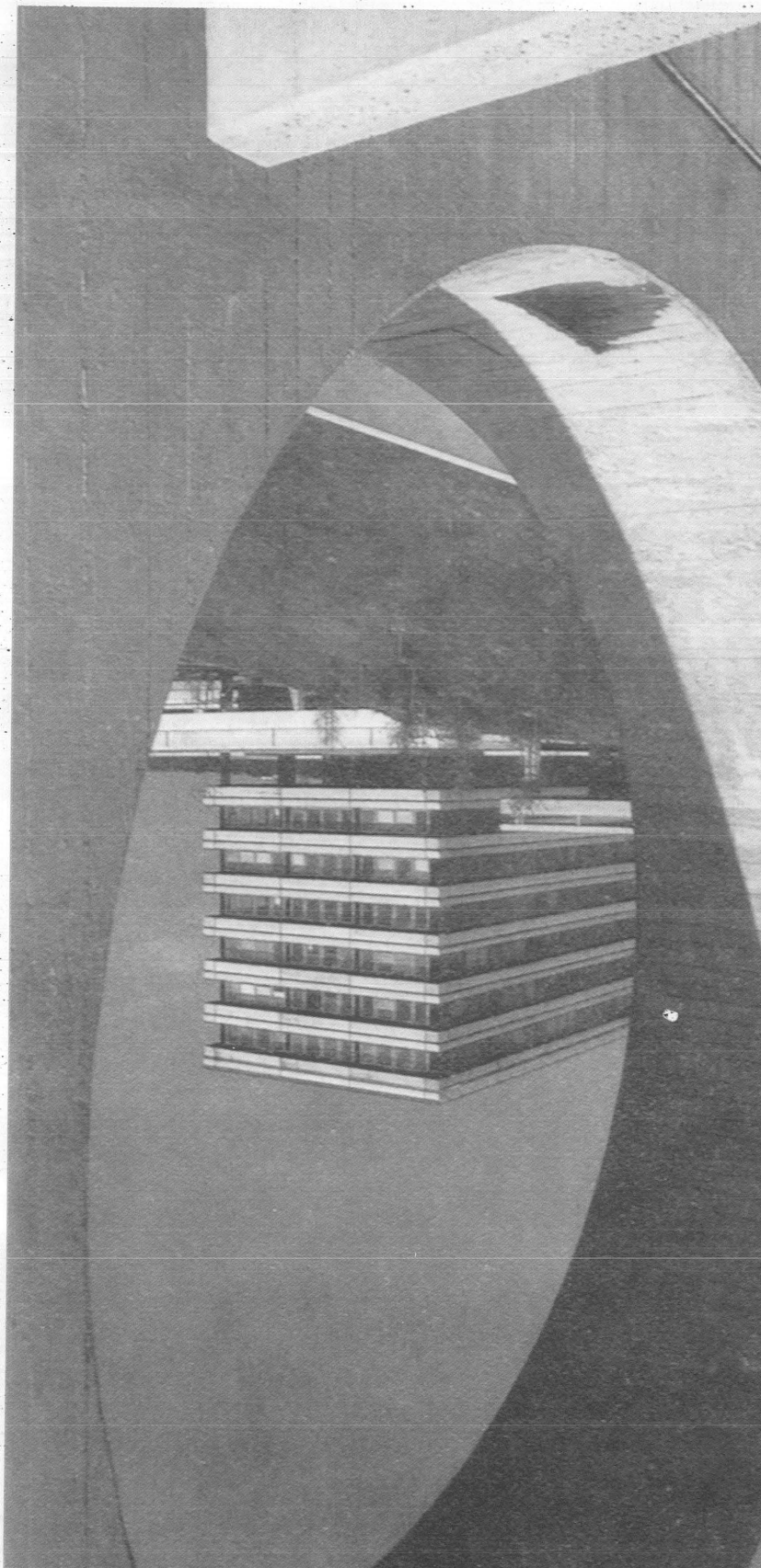
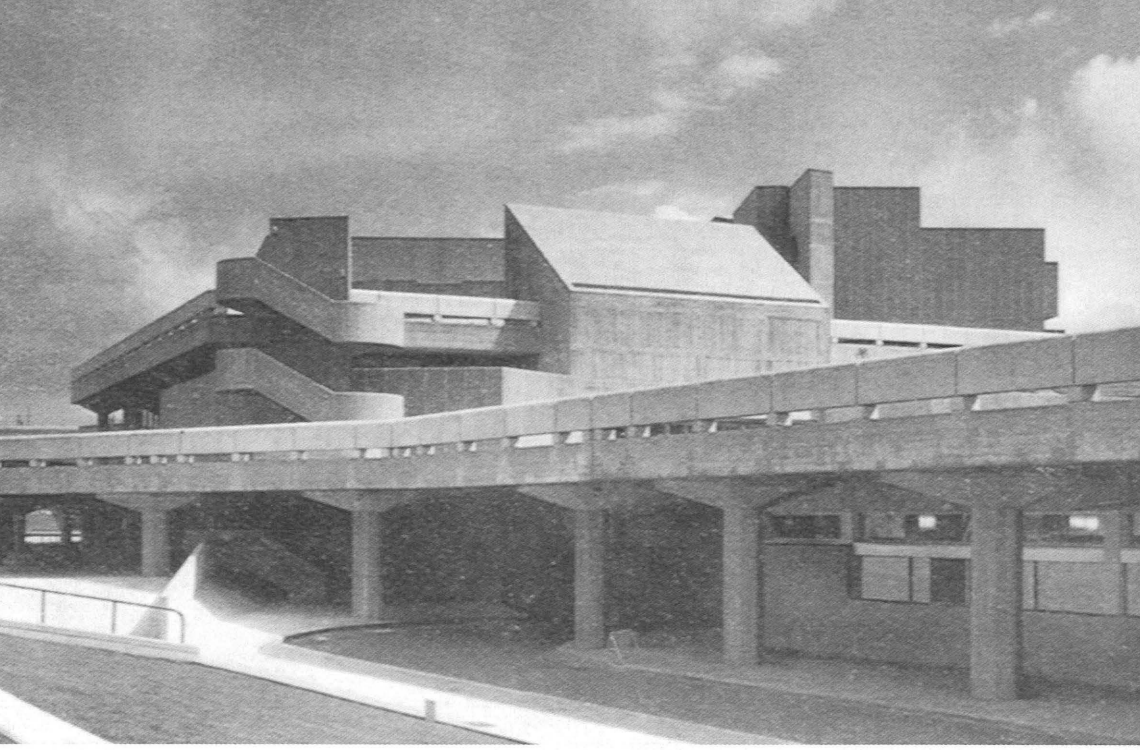


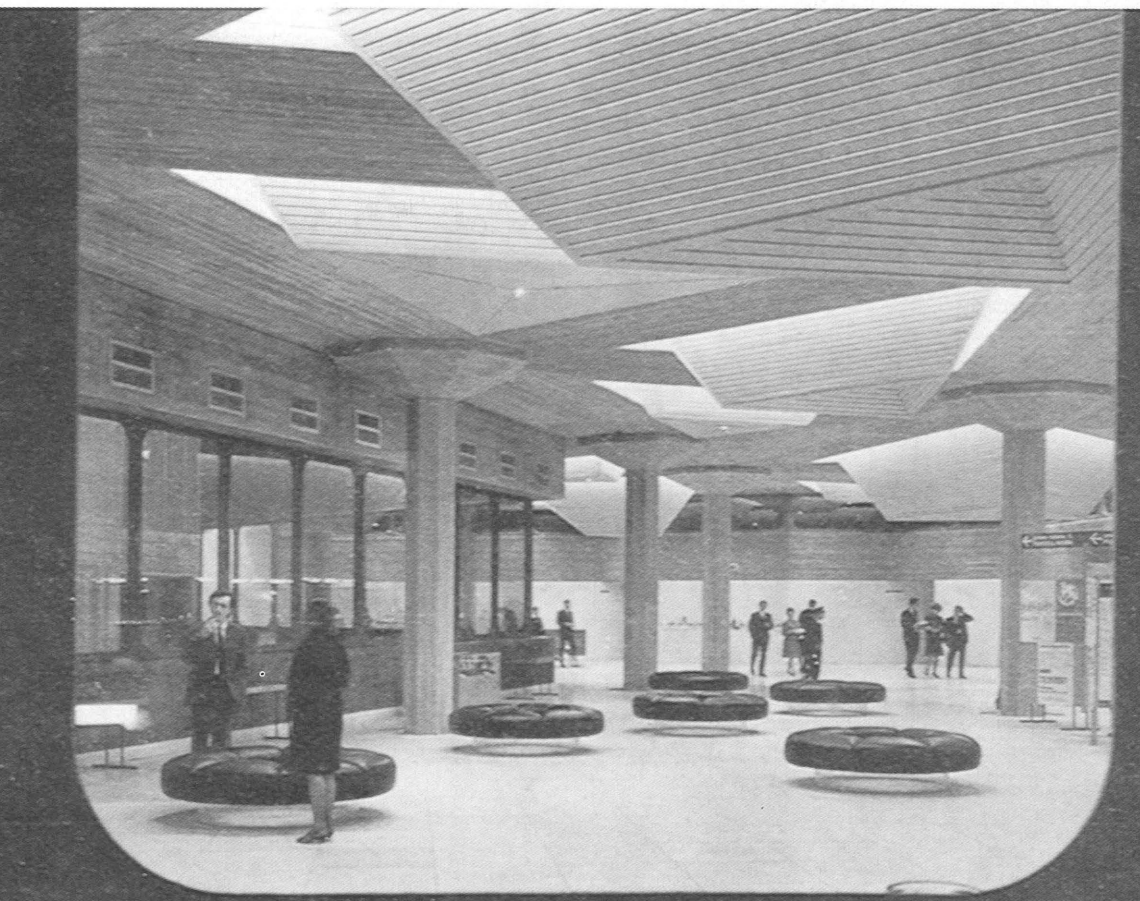
Fig. 11.15. Hormigón visto «normal».
Universidad del Ruhr, Bochum Eller, Moser y Walter, arquitectos.





ig. 11.16. Hormigón visto «cuidado».
«El Basar», Portsmouth. Owen Luder, arquitecto.

Figs. 11.17 y 11.18. Hormigón visto «especial».
Queen Elizabeth Hall de Londres.



Y, por último, las exigencias dependen del carácter, de la situación de la obra y de la distancia a la cual es examinada. Y una misma superficie puede ser clasificada de diferente categoría según el tipo de defecto considerado.

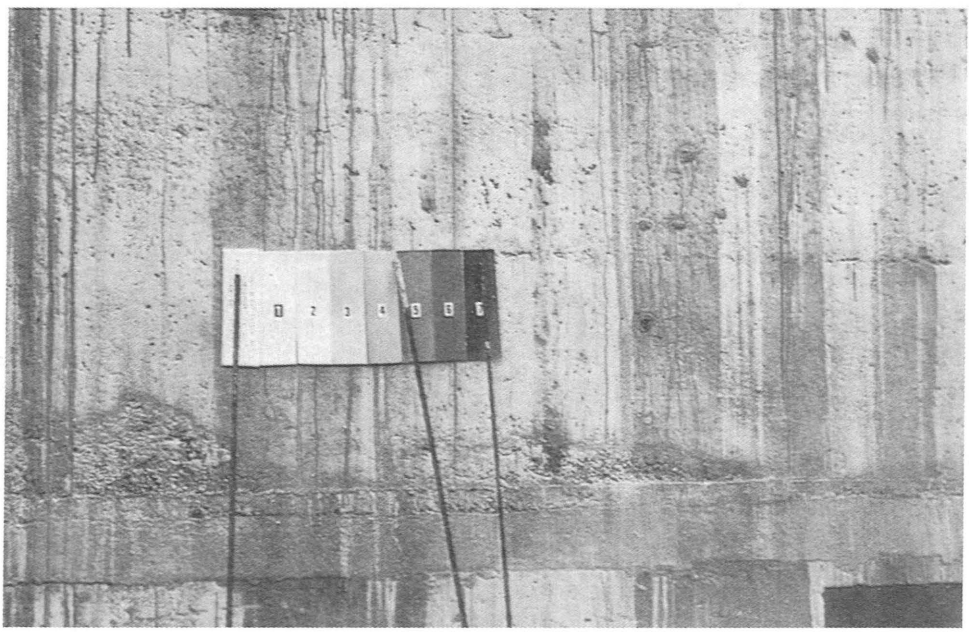
Figs. 11.17 a 11.19. Hormigón visto «especial». Queen Elizabeth Hall de Londres. Arquitecto: H. Bennet.

Fig. 11.20. Paramento clasificado como «bruto» por sus poros vistos. Categorías 7 y 3, con diferencia de 4.

En la tabla XXIII del Apéndice se marcan las tolerancias respecto a los posibles defectos de FORMA, SUPERFICIE, TEXTURA y TONO.

En las figuras de las tablas XXIV y XXV se reproducen las escalas de 1 a 7 para la apreciación de los defectos de TEXTURA y TONO, aceptadas por el C.I.B. (Conseil International du Bâtiment), y cuya aplicación es simple, como puede verse en las figuras 11.20 y 11.21.

Fig. 11.21. Paramento clasificado como «normal» por sus tonos. Categorías 6 y 3, con diferencia de 3.



Hormigones blancos

Son hormigones vistos ejecutados con cemento blanco, cuyas características fundamentales son:

1. Su color, con tonalidades de blanco muy variables, como consecuencia del tono que le proporcionan los áridos por transparencia.
2. Su alta calidad, ya que, por lo general, los cementos blancos son de alta resistencia —P-450 y P-550— y elevado grado de finura. En consecuencia, sus hormigones son plásticos, untuosos y resistentes, con el solo peligro de fisuraciones por retracción si el curado no es enérgico, dadas las altas dosificaciones que hay que emplear.

Y por ambas circunstancias —color y calidad— estos hormigones son más exigentes en sus condiciones de ejecución, ya que a una elaboración correcta unen la necesidad de hacerlos «con las manos limpias». Por ello, se exige:

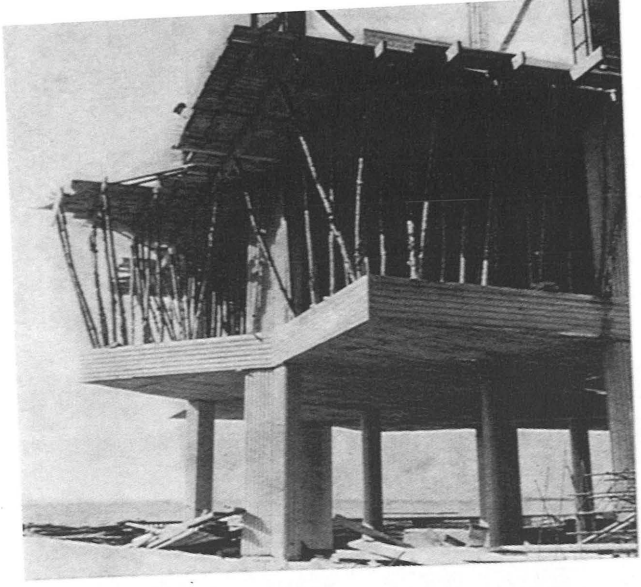
1. Emplear áridos lavados.
2. Amasarlos en hormigonera sólo dedicada a este tipo de hormigón, sin alternar su uso con hormigones de cemento gris.
3. Transportarlo en recipientes limpios.
4. Verterlo en encofrados bien limpios y con desencofrantes adecuados.

Sus aplicaciones van ganando nuevos campos, basados en sus apariencias y calidades. Y así, de su uso casi restringido a piezas prefabricadas de revestimiento (baldosas, placas...) se ha pasado a su empleo en estructuras reticuladas o laminares, y en la prefabricación de grandes piezas de cerramiento que está creando un nuevo «fachadismo» arquitectónico.

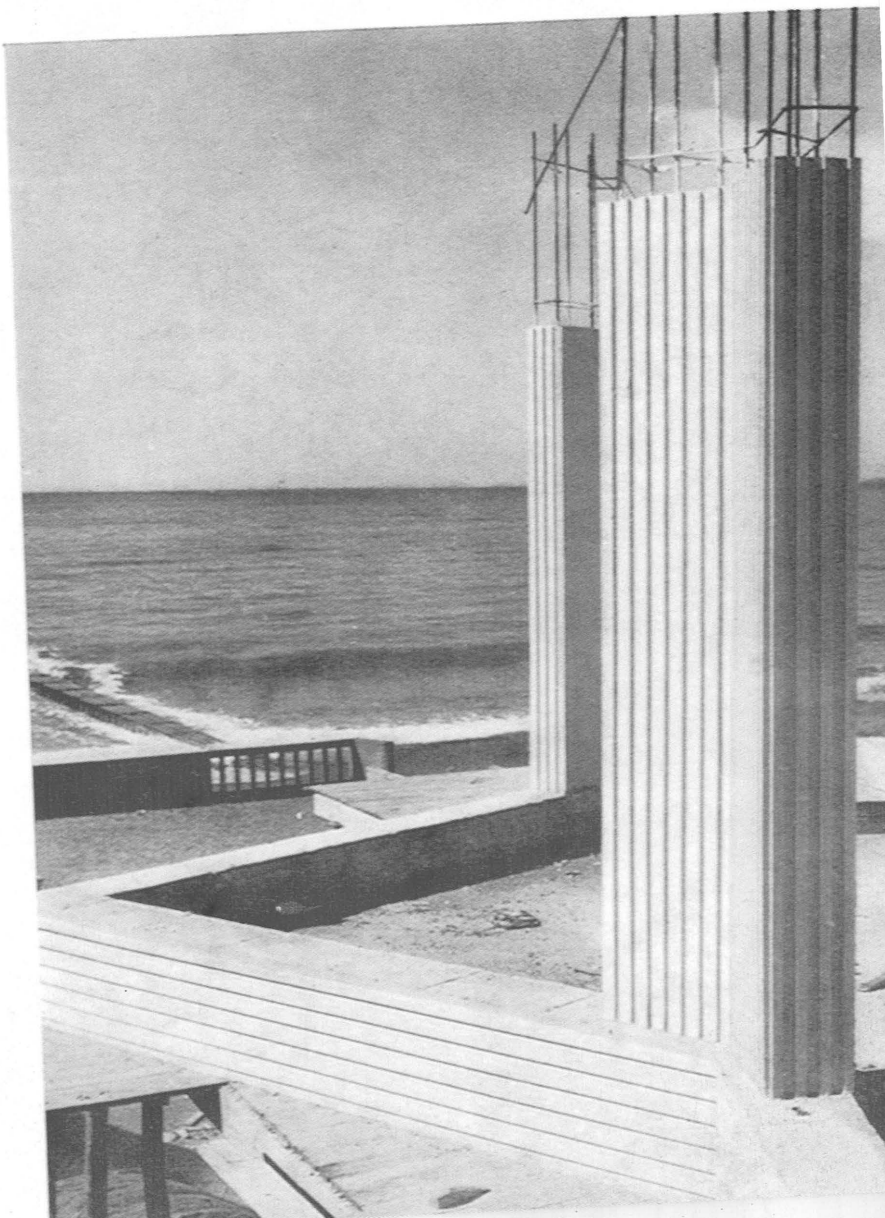
* * *

Desde que arquitectos de la talla de Perret, Le Corbusier, Marcel Breuer... forzaron el gusto hacia esta nueva estética de los hormigones vistos ejecutados «in situ», se puede afirmar que el hormigón empezó a perder su timidez, y llegó inclusive a la osadía de presumir hasta de sus imperfecciones. Y la textura, como huella o impronta que le marca el encofrado que le da el ser, llega a imponerse sobre el color y a veces hasta sobre la forma. Es el triunfo del desnudismo del hormigón, de la sinceridad a ultranza, que de modo directo desemboca en el brutalismo, análogamente a lo ocurrido con el estructuralismo, que por el camino del formalismo degenera en el neobarroquismo.

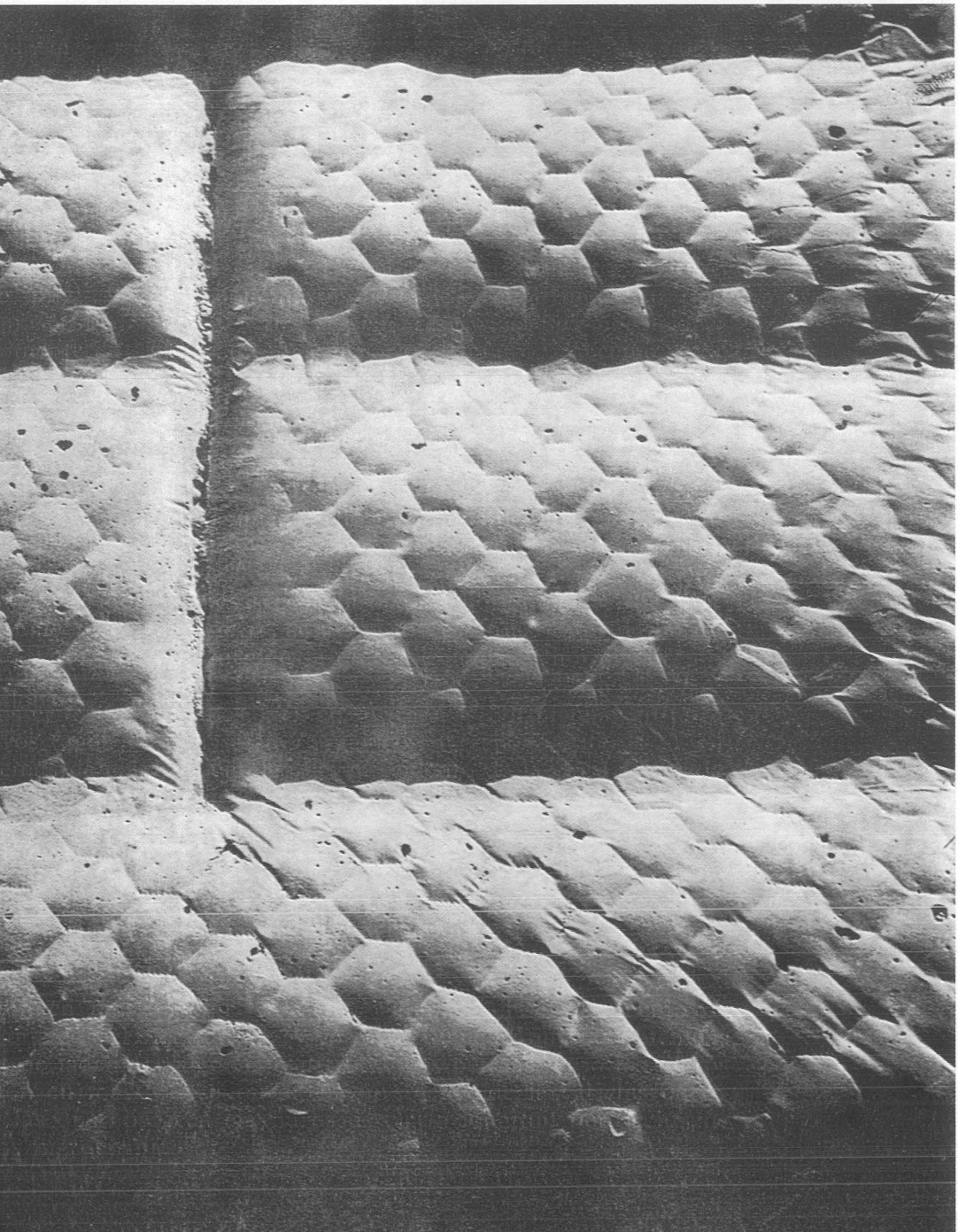
Por suerte para el hormigón, la técnica no para de abrirle nuevos caminos y, reafirmadas sus conquistas como material «adecuorresistente» y «formáceo», inicia su triunfo como material «adecuofuncional» y «adecuoplástico».



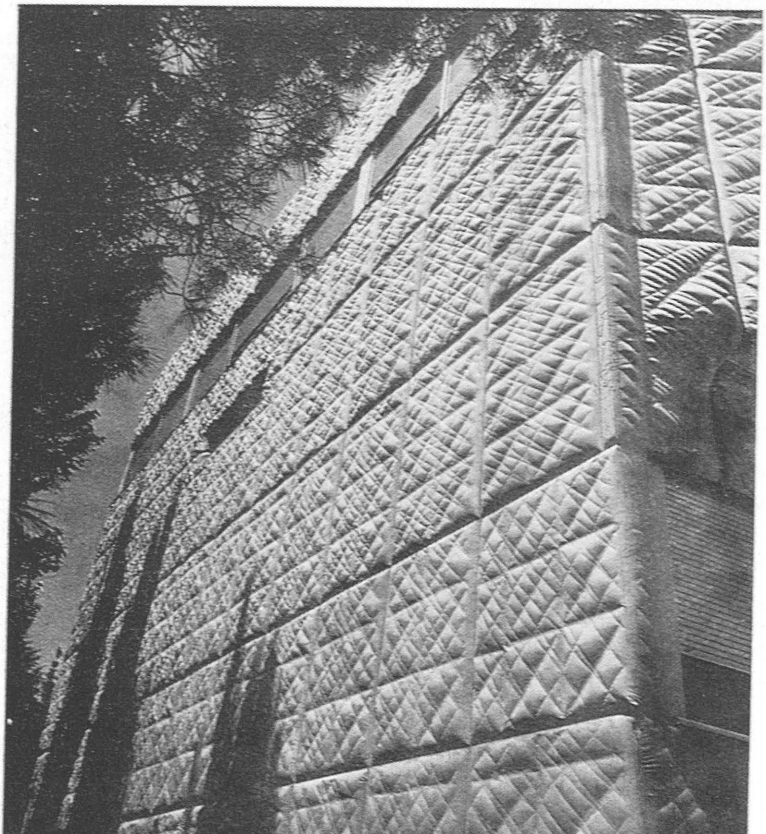
Figs. 11.22 y 11.23. Hormigón blanco en pilares y vigas encofrados con chapa metálica plegada. «Star Building». Arquitecto: F. Cassinello.



Porque el hormigón es «adecuofuncional» siempre que se sepan elegir bien sus apellidos. Porque es capaz de ser ligero o pesado; compacto o poroso; impermeable o permeable; aislante o conductor...; y esta amplia gama de posibilidades hacen que cada hormigón sea capaz de solucionar felizmente cada problema, si sus materiales constituyentes y sus técnicas de ejecución han sido convenientemente elegidas.

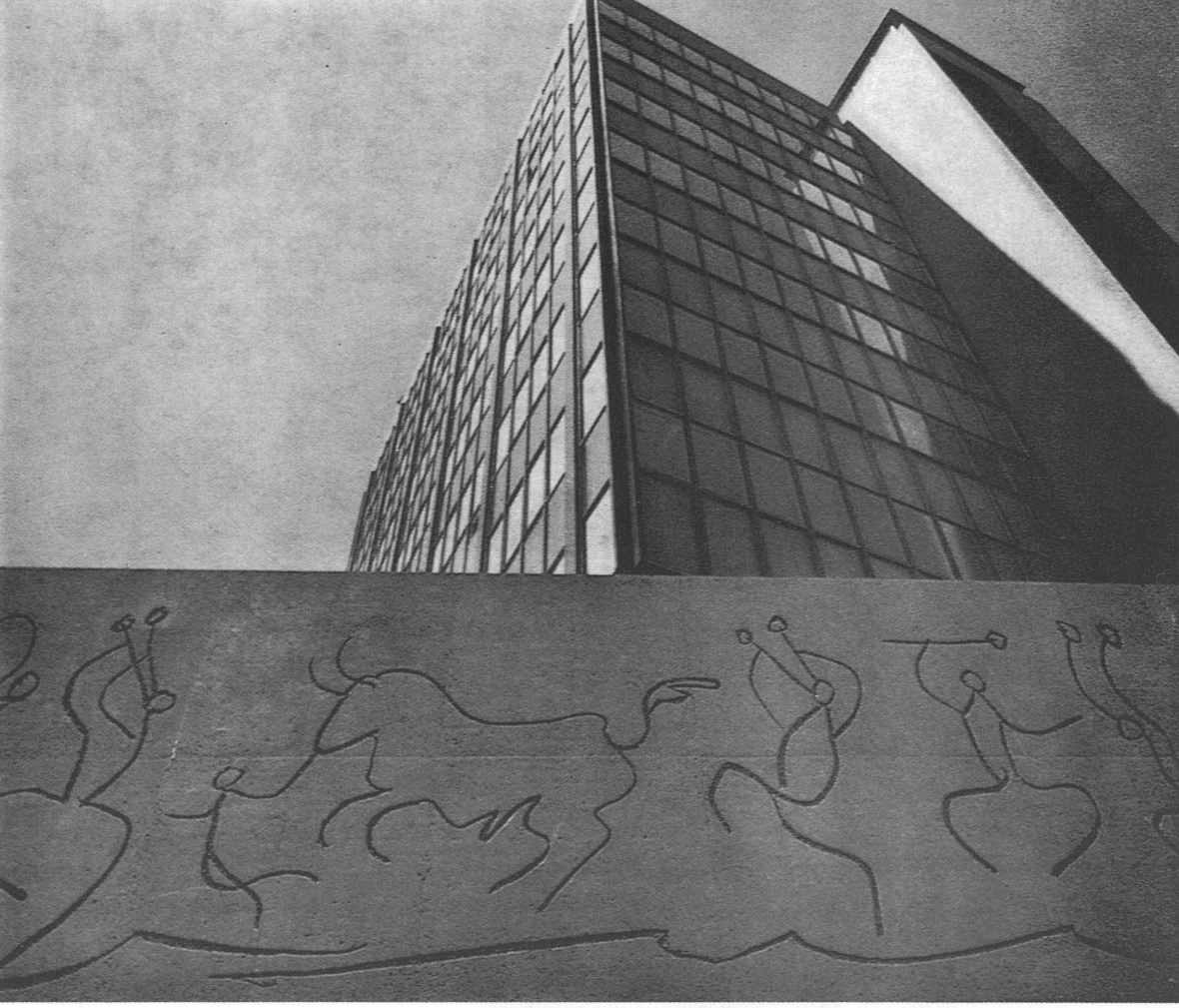


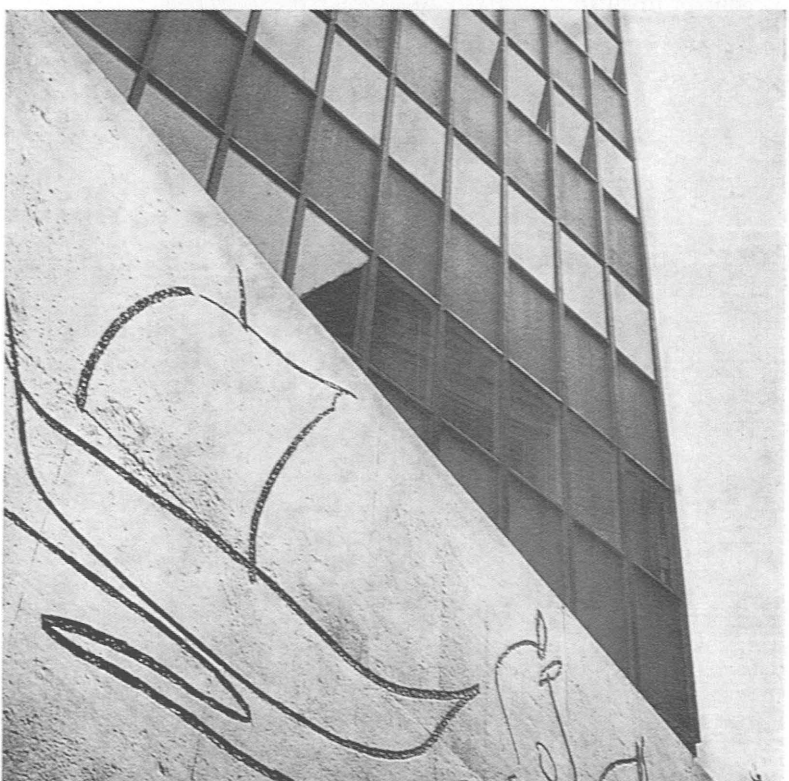
hormigón blanco



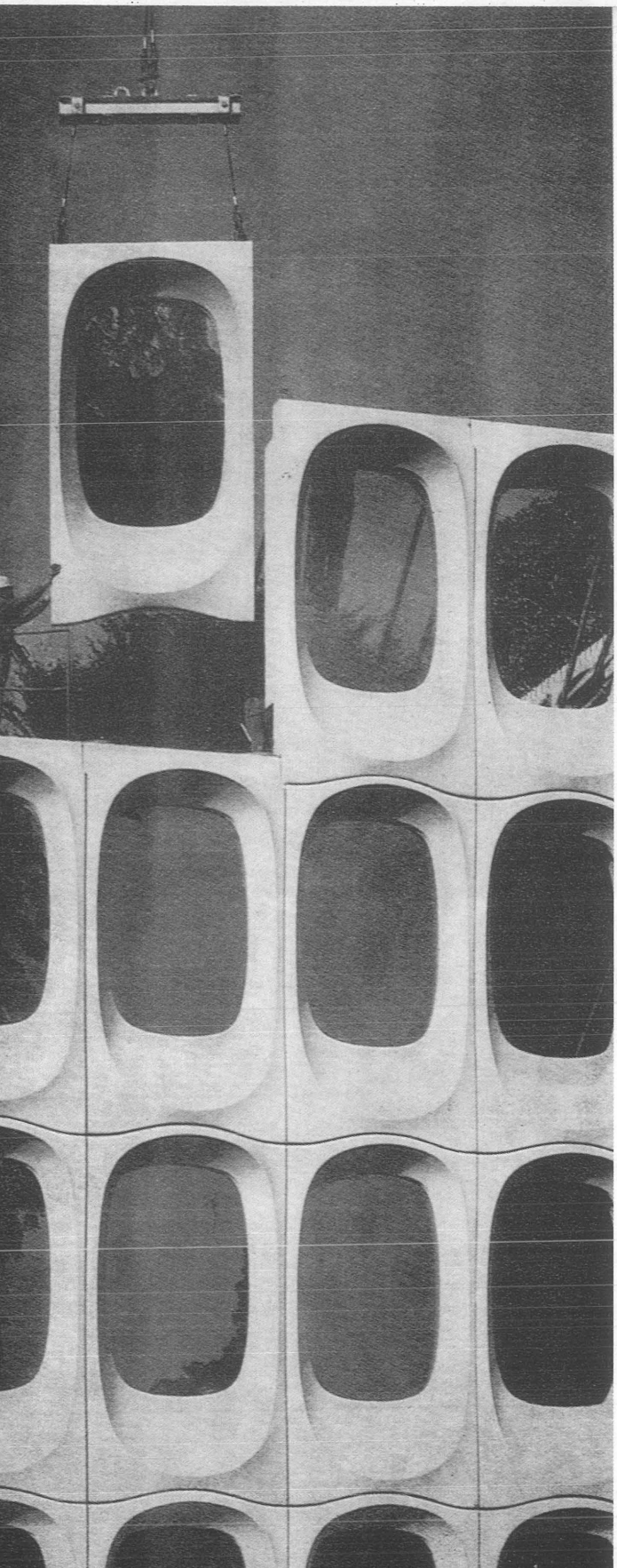
Figs. 11.24 a 11.26. Hormigón blanco encofrado con láminas flexibles de plástico y mallas metálicas. Arquitecto: M. Fisac.

hormigón
blanco y negro

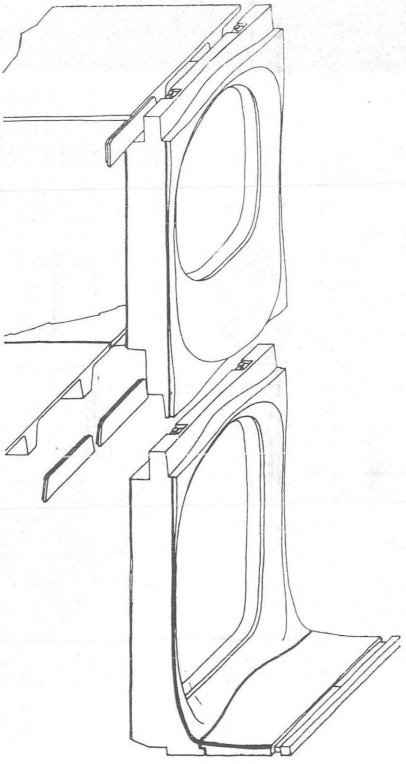


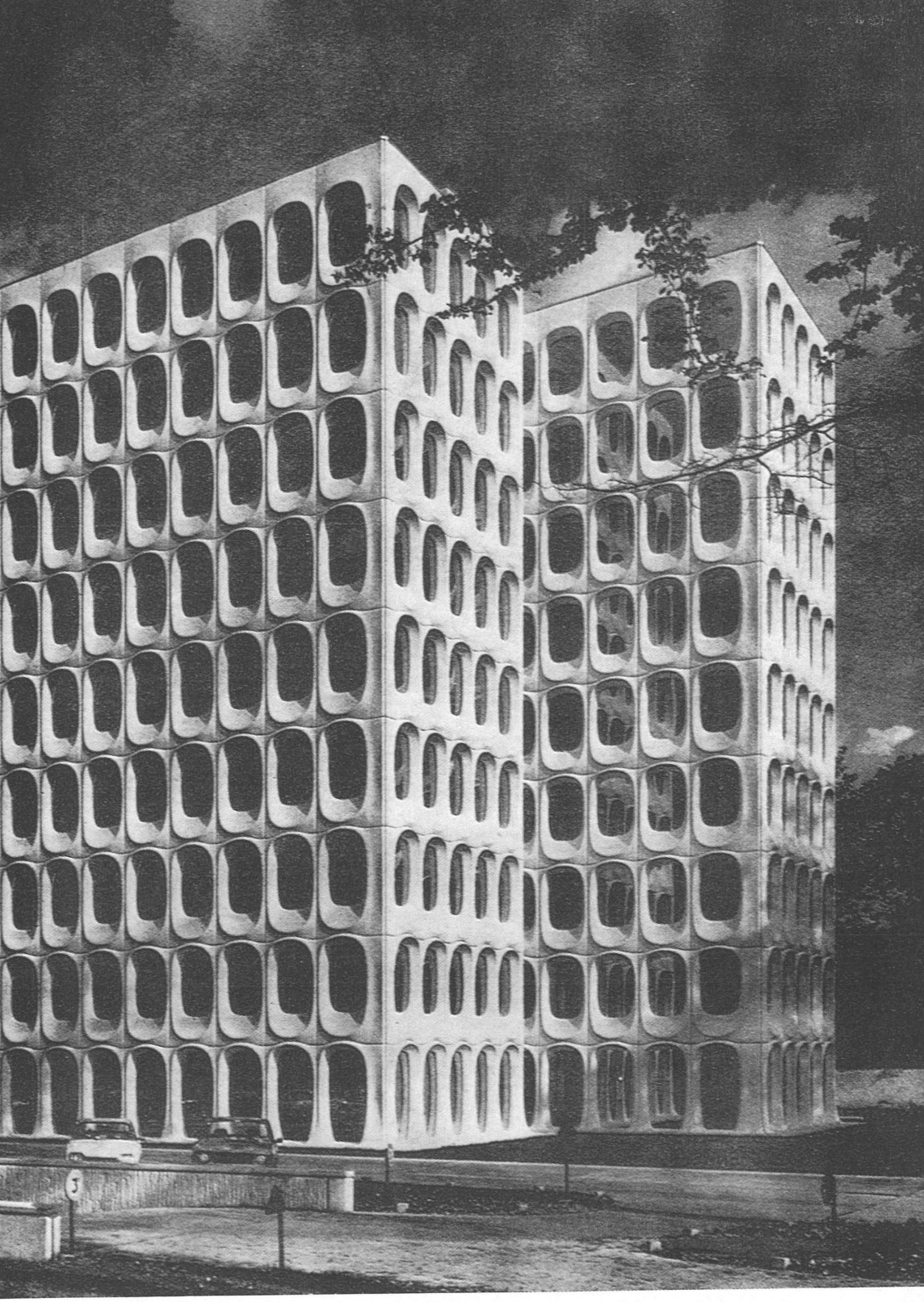


Figs. 11.27 a 11.30. Murales de Pablo Picasso, en el Colegio de Arquitectos de Barcelona.



hormigón blanco





Figs. 11.29 a 11.31. Zementwerhsgruppe, S. A. Bruselas.
Arquitectos: C. Brodzk y M. Lem'brichs.

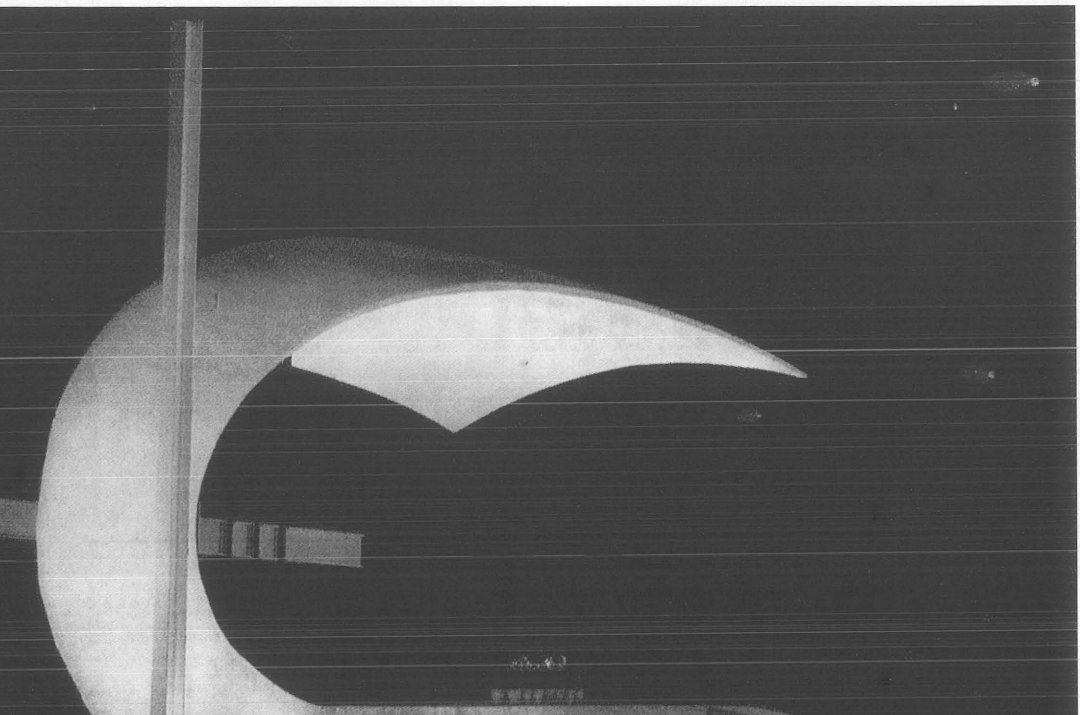
Y el hormigón podrá ser refractario; o resistente al frotamiento; o flotante; o protector de radiaciones radiactivas; o inalterable a determinado medio agresivo; o caro o barato; o feo o bonito...; pero esto último es otro tema.

Y es que el hormigón no se conforma con sus posibilidades de cambio en cuanto a su «ser», sino que también es capaz de conseguirlo en cuanto a su «parecer». Para ello se ha destacado su carácter «adecuoplástico», y no sólo por su carácter «formáceo», ya aprovechado desde su origen, sino también por sus nuevas caras. Porque con el desarrollo de los cementos blancos y los colorantes, el hormigón puede tener el color que se quiera y la textura que se desee. Porque el hormigón visto, tal cual queda al quitarle el encofrado, o después de sufrir tratamientos superficiales, puede presentar apariencias muy variadas, y calidades excepcionales, sobre todo con las modernas técnicas de prefabricación.

Pero no se piense que estos tratamientos superficiales imponen ninguna mixtificación, sino todo lo contrario. Pues si el hormigón visto con la huella del encofrado es veraz y desnudista, el hormigón con superficie tratada (lavada, picada, pulida...) es hormigón «en carne viva», sin piel, que muestra al exterior la intimidad de su naturaleza interna.

Este es el nuevo camino del hormigón, en soluciones «in situ» o prefabricadas, capaces de aportar a los edificios las múltiples caras del hormigón; pero «caras» y no «caretas», cuyo PARECER, no sólo no oculta su SER, sino que lo descubre y revaloriza.

Fig. 11.34. Costilla laminar en Costillares. Arquitecto: F. Cassinello.



12 hormigón en masa

Generalidades ☆ Cimentaciones ☆ Muros
Muros de contención ☆ Soleras ☆ Firmes rígidos

Generalidades

Hasta ahora los temas tratados han sido: en primer lugar, las propiedades del hormigón, con objeto de poder analizar sus ventajas y sus inconvenientes; en segundo lugar, sus componentes, para destacar la gran variedad de hormigones que se pueden preparar; y, en tercer lugar, se ha pasado revista a los distintos procedimientos de fabricación que van desde el amasado a la puesta en obra, pasando por las operaciones de transporte, vertido y colocación. Se puede, pues, entrar ya en el estudio de las soluciones que es capaz de ofrecer el hormigón para los distintos elementos constructivos que componen un edificio. Y para ello, dadas sus muy diversas posibilidades y tecnologías, conviene dividir su estudio en tres grandes grupos, correspondientes a los:

1. Hormigones en masa.
2. Hormigones armados.
3. Hormigones pretensados.

* * *

El hormigón en masa es aquel en el que, por no existir ningún tipo de armadura de refuerzo, todos los esfuerzos han de ser resistidos por el hormigón. Como éste es un material FRANGIBLE, es decir, que apenas resiste solicitaciones de tracción, sus aplicaciones se reducirán a aquellos elementos constructivos en los que no se produzca este tipo de solicitaciones. Sus construcciones tienen, pues, carácter análogo a las construcciones pétreas, y sus campos más característicos de aplicación son en:

a) Cimentaciones.
b) Muros de carga.
c) Muros de contención.
d) Soleras.
e) Firmes.

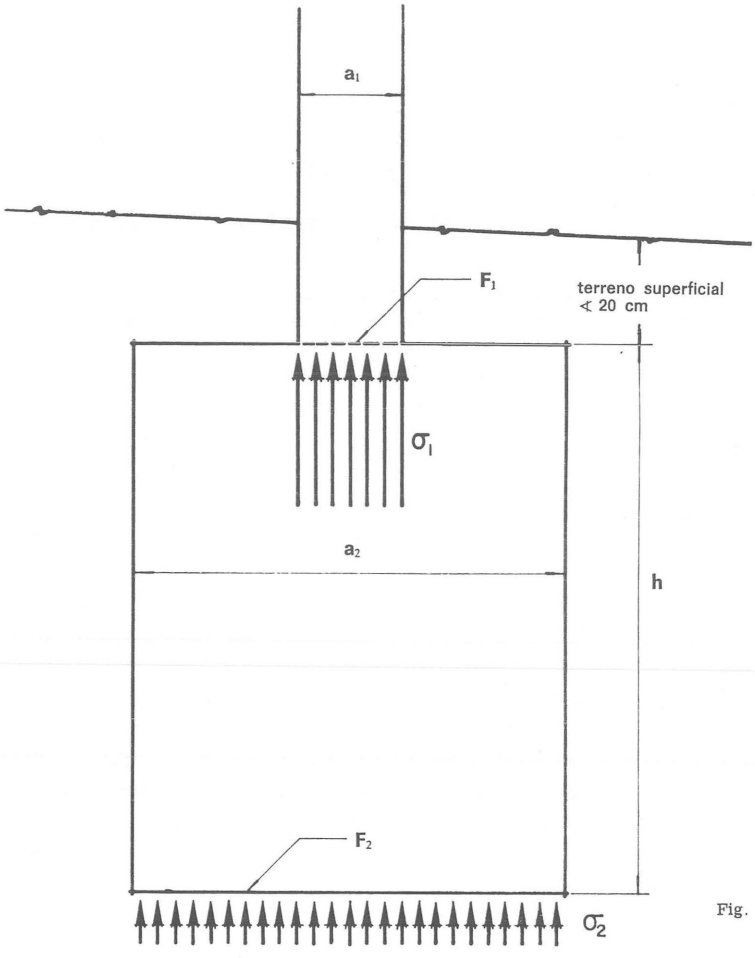


Fig. 12.1. Esquema de tensiones en una cimentación.

Cimentaciones

Las cimentaciones constituyen las unidades constructivas responsables del apoyo y anclaje al terreno de los edificios o construcciones en general. A través de ellas, se transmiten todas las acciones a las capas del terreno que son capaces de absorberlas. Estas capas subterráneas, sobre las que arranca la cimentación, reciben el nombre de FIRME, y su único cometido es el ser capaces de absorber las tensiones, moderadas o no, que va a transmitirle la cimentación. El firme, pues, en un mismo terreno puede ocupar posiciones más o menos profundas, según que se le exija que sean capaces de absorber mayor o menor tensión, con un cedimiento tolerable.

El problema fundamental que resuelve la cimentación es el pasar de un área F_1, de un elemento constructivo que soporta tensiones σ_1, a otro F_2 de mucha mayor magnitud para que las tensiones σ_2, uniformemente

distribuidas o no, sean capaces de ser absorbidas por el terreno. Por regla general, cuanto más profundo es el firme, más resistente es, y el planteamiento económico aconsejará en cada caso si conviene el ir a cimentaciones poco profundas, pero de mucha base, o a cimentaciones más profundas, pero de base menor.

Aunque a flor de tierra exista un firme excepcional (incluso rocoso), hay que profundizar algo para conseguir empotrar el edificio en el terreno.

* * *

Las dos soluciones tipo de cimentaciones de hormigón en masa lo constituyen las cimentaciones en POZO y ZANJA, aunque en realidad pueden considerarse como análogas, ya que el pozo es una zanja corta; las primeras sirven para cimentar PILARES, y las segundas, para MUROS.

En la cimentación de pilares, la distinta profundidad del firme conduce a tres soluciones diferentes (fig. 12.2):

A. La profundidad del firme, *h*, es menor o igual que la mitad del lado *a*. En este caso, el ángulo $\alpha \leqslant 45°$, y se trata de una ZAPATA FLEXIBLE que hay que calcular a flexión y esfuerzo cortante, por tratarse de un elemento de HORMIGON ARMADO.

B. La profundidad del firme, *h*, es menor que el lado *a*, pero mayor de su valor mitad. En este caso, el ángulo α está comprendido entre

$$45° < \alpha < 60° ,$$

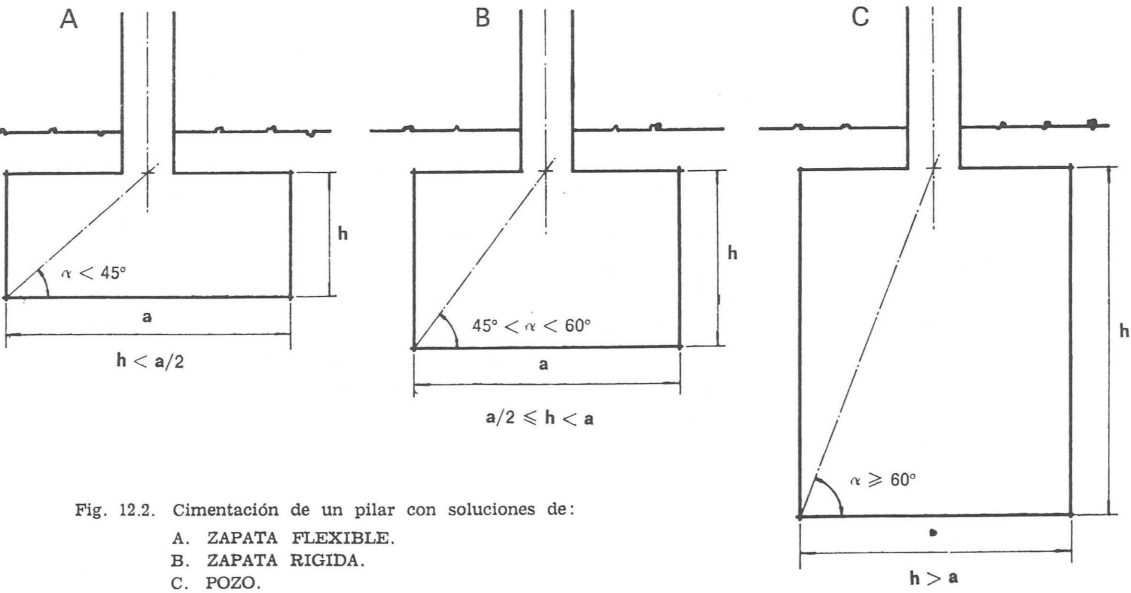


Fig. 12.2. Cimentación de un pilar con soluciones de:
A. ZAPATA FLEXIBLE.
B. ZAPATA RIGIDA.
C. POZO.

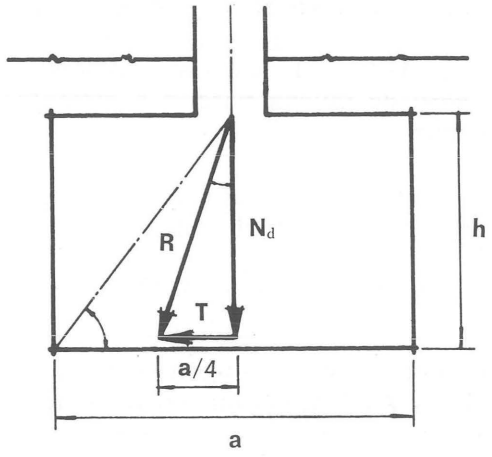
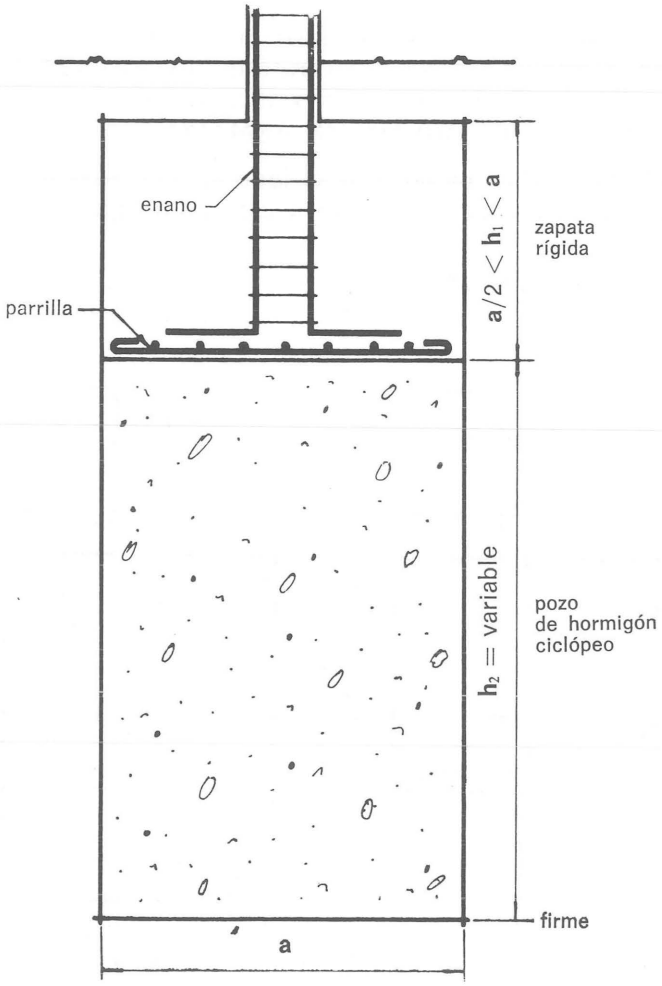


Fig. 12.3. Equilibrio de fuerzas en una ZAPATA RIGIDA.

Fig. 12.4. Cimentación por POZO, coronado con ZAPATA RIGIDA.



y se trata de una ZAPATA RIGIDA de HORMIGON EN MASA, que no es preciso calcular a flexión y esfuerzo cortante, porque se supone que la carga del soporte se transmite directamente al terreno mediante un haz de bielas inclinadas que trabajan a compresión. Basta, pues, disponer en su base unas armaduras, en forma de emparrillado, que sean capaces de absorber la tracción originada por la inclinación de las bielas.

El valor de dicha tracción se calcula fácilmente por el método gráfico de descomposición de fuerzas (fig. 12.3):

$$T = \frac{N_d}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} =$$

$$= \frac{N_d}{2} \cdot \frac{a}{4} / h = \frac{N_d \cdot a}{8\,h}.$$

De ahí las fórmulas dadas por la INSTRUCCION E.H.73:

$$A_a = \frac{N_d \cdot a}{8\, h_a \cdot f_{yd}} \; ;$$

$$A_b = \frac{N_d \cdot b}{8\, h_b \cdot f_{yd}} \; .$$

Es de destacar que si la zapata no es cuadrada ($a \neq b$), puede darse el caso de que la ZAPATA sea RIGIDA en la dirección a y FLEXIBLE en la b, o viceversa.

C. La profundidad del firme, h, es mayor que el lado a. En este caso el ángulo α es mayor de 60°, y se trata de una cimentación por POZO. En ellas, la inclinación de las bielas es tan fuerte, que es despreciable el valor de T, que se puede considerar absorbido por el propio hormigón con la colaboración del empuje activo del terreno y del rozamiento hormigón-terreno.

De todos modos, en estos casos en que la profundidad del firme es mayor que el lado de la zapata, si se trata de cimentar una estructura de hormigón armado, se suele hacer una cimentación en POZO, de hormigón en masa, hasta enrasar una cota comprendida entre a y $a/2$, y organizar esta zona superior como si se tratase de una ZAPATA RIGIDA, con su correspondiente emparrillado, y con inclusión de los ENANOS de arranque de las armaduras (fig. 12.4). De este modo, aun en una misma obra, los POZOS pueden tener una profundidad variable con objeto de buscar en cada uno de ellos el FIRME de características análogas; mientras que las ZAPATAS RIGIDAS que constituyen su parte superior, pueden ser todas de igual profundidad, con tipificación de sus armaduras.

Si el pozo o zanja son muy profundos, pueden escalonarse en incrementos sucesivos de espesor, de tal modo que todas las sucesivas zarpas cumplan con la exigencia del ángulo mayor de 60°. Pese a que técnicamente la solución es aceptable, en la práctica es de realización cara, ya que se precisa encofrar. Mucho más económico resulta el hacer el pozo de paredes verticales, y producir un ensanchamiento en la base, con lo que se puede llegar a la misma base de apoyo que con el procedimiento anterior, y hormigonar sin necesidad de encofrado, si es que la consistencia del terreno lo permite.

Cuando en vez de cimentar por puntos el arranque de pilares, es preciso cimentar por líneas el apoyo de muros, se pasa de los pozos a las ZANJAS DE CIMENTACION, que constituyen una solución típica de HORMIGON EN MASA, siempre que:

1. La profundidad sea superior a la anchura.
2. Exista continuidad longitudinal, con equilibrio en cada rebanada definida por dos planos verticales transversales.

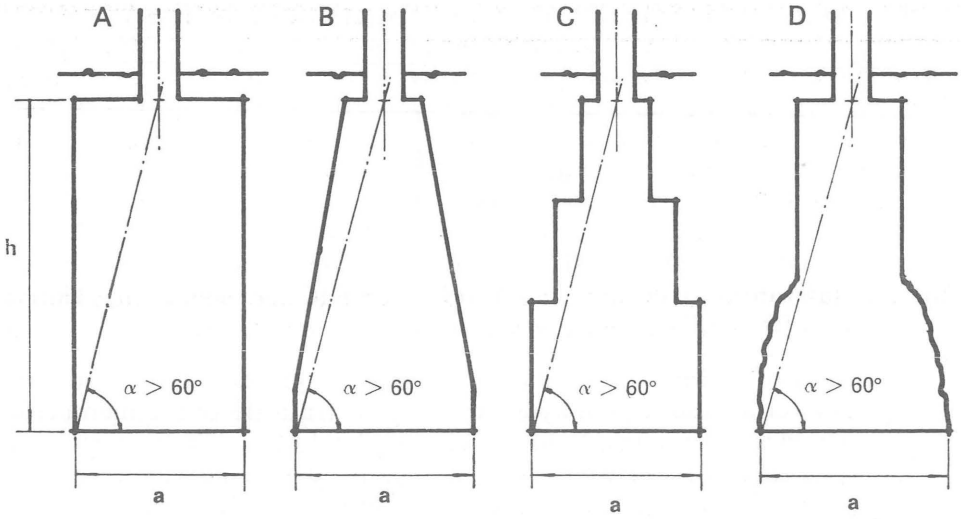
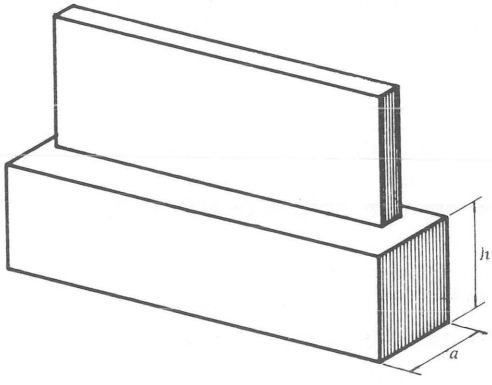


Fig. 12.5. Cimentación por pozo: A. Recto; B. Ataluzado; C. Escalonado, y D. Acampanado en su base.

Si la primera condición no se cumple, habrá que ir a la misma solución de las ZAPATAS RIGIDAS, pero colocando sólo armaduras principales en el sentido transversal, y de reparto en el longitudinal; sólo aparecerá armadura en las dos direcciones —emparrillado— bajo los cruces, encuentros y esquinas de muros.

Si la segunda condición no se cumple, por tratarse de una estructura de machones y pilares alternando con huecos, en vez de muros continuos, la zanja deja de ser de hormigón en masa para convertirse en una cimentación de hormigón armado, de VIGA INVERTIDA.

Cuando el terreno está formado por estratos inclinados, conviene hacer la base del cimiento escalonada, con objeto de conseguir planos de apoyo de resistencia análoga, y que al mismo tiempo evitan el posible deslizamiento.



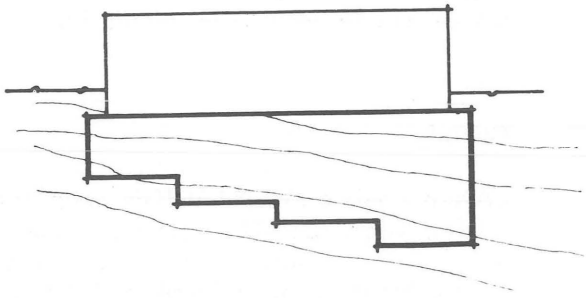


Fig. 12.6. Cimentaciones en zanja, de firme recto o escalonado.

Para la ejecución de este tipo de cimentaciones la primera operación a efectuar es la excavación. Los pozos se excavan a mano, con pico y pala, y con dimensiones mínimas de 80 cm de lado o diámetro. Las zanjas, si se excavan a mano, tendrán anchuras mínimas de 40 cm, hasta 60 cm de profundidad, y de 60 cm las más profundas. Estas limitaciones tienen por objeto el permitir el trabajo del hombre en el interior de la excavación. Este tipo de excavación manual exige el empleo de ENTIBACION de seguridad en cuanto que la profundidad es superior a 2 m.

Hoy día, las zanjas se excavan mediante el empleo de medios mecánicos tales como: la pala retroexcavadora o la zanjadora de canjilones o de rueda.

Por regla general, los hormigones empleados para el relleno de pozos o zanjas de cimentación no deben ser de gran riqueza, ya que por su considerable volumen hay que prevenir las fisuraciones de retracción. Por otro lado, como elementos de gran sección y que sirven de intermediarios entre la tensión moderada del firme y la del elemento constructivo (muro, pilar...) de tensión mayor, pero de sección mucho menor, no precisan ser elementos de gran resistencia, y así sus hormigones son normalmente de 150 kg de cemento por metro cúbico, y como máximo, de 250.

Otro carácter peculiar de los hormigones en masa de cimentación es el de ser generalmente ciclópeos, para lo cual se preparan en la hormigonera los hormigones normales, con su granulometría adecuada, y después de vertidos se añaden las piedras de gran tamaño convenientemente humedecidas. En cuanto a su técnica de puesta en obra la más corriente es la de emplear hormigones fluidos y picarlos con barra, pero también pueden emplearse hormigones secos apisonados por tongadas. Si el terreno está muy seco conviene regar los pozos y zanjas antes de hormigonar para evitar que por succión le quiten lechada al hormigón.

Pese a estos criterios generales, cuando se trata de hormigonar en terrenos agresivos (agua de mar, restos orgánicos, terrenos yesíferos...), entonces, además de exigir el empleo de un cemento de la clase adecuada, debe tenderse a conseguir hormigones de gran compacidad, empleando dosificaciones más ricas en cemento —de 250 a 350 kg/m^3— y hormigones secos compactados por vibración.

Muros

El hormigón en masa es un buen material para el levantamiento de muros, ya que con él se alcanzan mayores resistencias que las obtenidas en fábricas de ladrillo y algunas construcciones pétreas. Pero los muros de hormigón en masa presentan el inconveniente de las grietas de retracción y las que aparecen en muros de cierta longitud por acción de los cambios higrotérmicos.

Estas dos causas obligan al empleo de hormigones de cementos de baja categoría, a dosificaciones no muy ricas (inferiores a 300 kg de cemento por m^3); y a longitudes moderadas (de 5 a 7 m, según dosificación y clima. Si el muro es de mayor longitud, habrá que cortarlo mediante las oportunas juntas de dilatación.

El espesor de cálculo de estos muros es generalmente bastante reducido, pero, en cambio, las condiciones de aislamiento fuerzan el espesor, impidiendo esbelteces grandes. Esta es la razón que hace idónea la aplicación de los hormigones ligeros en muros de hormigón en masa, ya que, pese a ser menos resistentes, sus excelentes condiciones aislantes permiten llegar a espesores más reducidos. Por otro lado, estos hormigones ligeros (sin finos, de árido ligero, aireados...) no pueden aplicarse en soluciones armadas no sólo por sus bajas resistencias, sino también por los problemas de adherencia.

Desde el punto de vista de su construcción, no ofrecen más dificultad que la de la organización de su encofrado, en el que hay que incluir el de los huecos de puertas y ventanas.

Un caso muy especial lo constituyen los muros de hormigón sin finos, por sus buenas cualidades aislantes, eliminación de problemas de retracción, economía del material y ejecución, y posibilidad de fácil industrialización. Pero estas facilidades llevan como contrapartida una mayor rigurosidad de selección del material, ya que no todos los áridos sirven para preparar este tipo de hormigones, debiendo ser:

1. De forma redondeada.
2. De tamaños uniformes.
3. Perfectamente lavados y exentos de finos.

Los encofrados de estos hormigones sin finos no necesitan ser impermeables, hasta tal punto que en muchos sistemas industrializados se emplean encofrados de tela metálica extendida sobre marcos metálicos.

La realidad es que estos muros de hormigón en masa, al igual que las estructuras murales de fábrica (piedra, ladrillo, bloques...) exigen el empleo de ENCADENADOS, tanto horizontales como verticales, para poder absorber las acciones horizontales y las excepcionales producidas por explosiones. Se trata, pues, de estructuras de hormigón armado con entrepaños de muros de hormigón en masa. Sólo en el caso de recurrir a muros de gran espesor y peso, autoestables, pueden ser de hormigón en masa sin necesidad de refuerzos armados.

Los muros de bloques macizos o huecos, o de hormigones especiales (ITONG, DURISOL, VIROTERM...), constituyen un campo de gran volumen, pero que entran más de lleno en las técnicas de ejecución de ALBAÑILERIA que en las de la HORMIGONERIA.

Muros de contención

Un capítulo aparte, entre los muros de hormigón en masa, lo constituyen los muros de contención, ya que el elevado peso permite obtener soluciones de gravedad bastante económicas. El empuje de las tierras se compone con el peso propio del muro, que verticaliza la resultante, con objeto de que pase dentro del núcleo central de la base.

Por ello, del muro macizo de gran espesor, de sección uniforme, se pasa pronto al muro de sección trapecial, cuyo plano inclinado o ESCARPA tiende a aumentar la anchura de la base, conjuntamente con la ZARPA, a la vez que bajan el centro de gravedad del muro, aumentando su estabilidad. También es frecuente escalonar su intradós, con lo que se consiguen las mismas metas, además de incorporar parte del peso de las tierras que contiene a su propia estabilidad. Como el ángulo de rozamiento de las tierras disminuye con el contenido de agua, aumentando su empuje, es conveniente dejar una serie de pequeños mechinales que permitan la fácil evacuación del agua.

La gran cantidad de material necesario para estos muros de contención se reduce notablemente con los muros de contrafuertes, en los que se

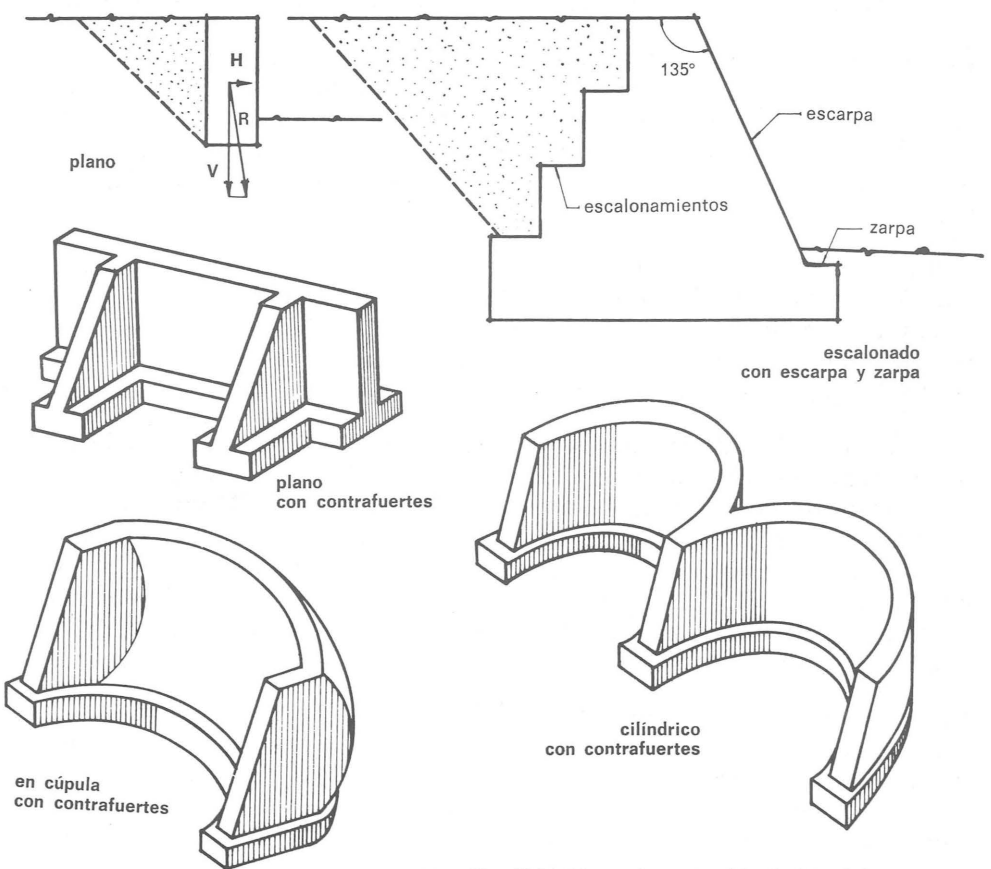


Fig. 12.7. Muros de contención de hormigón en masa.

reduce peso, pero se aumenta la base, construyéndose las pantallas entre contrafuertes bien con muros planos, abovedados o en cúpulas, soluciones estas últimas que permiten espesores más reducidos al elegir convenientemente su forma para que sólo se produzcan compresiones.

Los muros de sótano se construyen generalmente de hormigón en masa, y de espesor considerable (por lo menos 30 cm), con objeto de garantizar la impermeabilidad. Estos muros se utilizan como zapata común de los soportes, ya que si se hacen los soportes y luego se rellenan los entrepaños con hormigón en masa, las juntas constituyen zonas peligrosas para el paso de humedades. Por ello, es técnica corriente el pasar por ellos las armaduras de los soportes, y colocar zunchos de atado en base y coronación del muro, con lo que se forma una viga de gran rigidez y canto.

Soleras

En edificación, con objeto de conseguir una superficie resistente sobre el suelo, se recurre a la ejecución de la unidad constructiva que recibe el nombre de SOLERA, que está constituida por una o varias capas de hormigón en masa apisonado directamente sobre el propio terreno.

Estas soleras, de espesor variable, exigen estar colocadas sobre terreno consistente y seco, ya que si no, el agua sube por succión a través de la misma. Por ello toda solera debe apoyarse sobre una base de piedra partida convenientemente apisonada, o sobre una capa de hormigón sin finos, que, además de evitar los problemas de succión, dan rigidez al firme.

Cuando la superficie de la solera es considerable, los problemas de retracción o de cambios dimensionales por efectos hidrotérmicos exigen el empleo de juntas para evitar la aparición de fisuraciones, al mismo tiempo que se recomienda emplear hormigones de dosificaciones pobres (150 a 250 kg de cemento por metro cúbico) y compactado por apisonado.

Para la ejecución de las juntas de una solera se emplean tiras de tabla o de chapa metálica de altura igual a la de la solera, y que se dejan en el interior de la misma durante el hormigonado. Una vez fraguado y endurecido el hormigón se sacan estas tiras y se rellena la junta de algún material plástico. Es conveniente que bajo las juntas existan unas bandas de unos 20 cm de anchura hormigonadas, recebando la piedra partida con mortero de cemento. También deben dejarse juntas de libre dilatación junto a los muros o pilares y sobre las zarpas de cimentación.

En edificación existen dos tipos fundamentales de acabados de soleras: con tratamiento superficial, o con pavimentación. El tratamiento superficial más corriente consiste en el alisado o bruñido de las soleras o de cemento ruleteado. Esta técnica consiste en colocar una capa de mortero rico sobre el hormigón pobre de la solera, o simplemente regar y añadir polvo de cemento y pasar un rodillo, cuyos resaltos marcan un dibujo

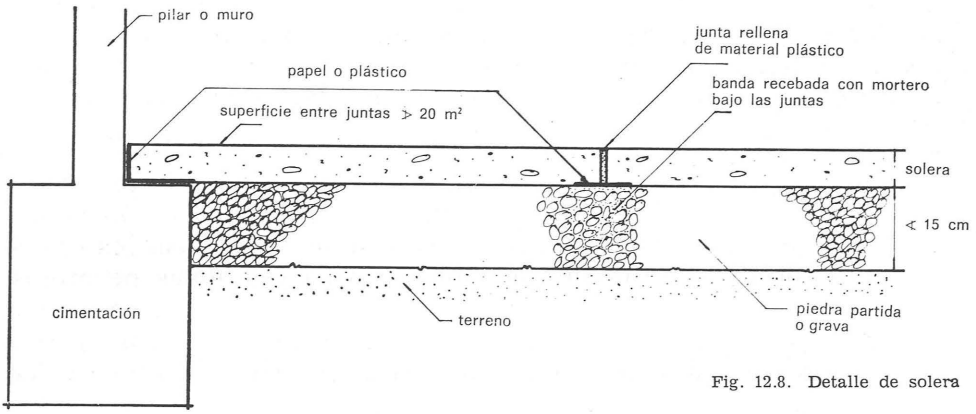


Fig. 12.8. Detalle de solera

sobre su superficie. Cuando sobre una solera vaya a colocarse una solería, ésta deberá quedar flotante, para lo cual se coloca una ligera capa de arena fina y se reciben las losas con morteros de cal o bastardos.

Firmes rígidos

Tanto en la edificación como en obras públicas y en cualquier otro tipo de construcción se plantea la necesidad de mejorar la superficie del terreno mediante el empleo de un firme que le confiera resistencia mecánica, resistencia al roce y, sobre todo, durabilidad, aislamiento humídico y fácil limpieza.

En carreteras agrícolas y construcciones rurales el tipo de firme más económico y que generalmente se emplea es el de suelos estabilizados, que reciben el nombre de SUELO-CEMENTO cuando el agente estabilizador es el cemento, aunque a veces se exige la adición de cal para mejorar la naturaleza de la tierra que se quiere estabilizar. Este procedimiento constructivo consiste en remover la capa superficial mediante un arado, mezclarse el cemento en cantidades del orden del 4 al 15 % en presencia de la humedad, y proceder inmediatamente a un apisonado. Es de destacar que no todos los suelos son aptos para poder ser estabilizados, siendo los peores, desde el punto de vista económico, los totalmente arcillosos, por la gran cantidad de cemento que necesitan, o aquellos que por su naturaleza (humus, yesos) pueden reaccionar con el cemento.

Cabe hacer la distinción entre SEC (Suelos Estabilizados con Cemento) y SC (Suelo-Cemento), siendo sus consumos de cemento, en función de la naturaleza del terreno, los reseñados en la tabla XXVI del Apéndice.

En la construcción de carreteras los firmes adquieren importancia fundamental, ya que, por un lado, han de soportar elevadas cargas de tráfico, y por otro, están expuestos a la intemperie. Por eso, hoy día se tiende al empleo de FIRMES RIGIDOS de hormigón armado o pretensado.

De todos modos, siguen empleándose firmes rígidos constituidos por losas de hormigón en masa, siempre que no se trate de calles o carreteras de mucho tráfico, o que hayan de soportar el peso de vehículos muy pesados. En estos casos, las losas de hormigón en masa cumplen bien su función siempre que:

1. El espesor no sea inferior a 20 cm.
2. Que las juntas longitudinales y transversales dividan el pavimento en losas de dimensión no superior a 3 m de anchura por 5 m de longitud.
3. Que el hormigón tenga resistencia a flexotracción, a los 28 días, superior a 30 kp/cm^2. Para ello deben emplearse áridos de machaqueo y hormigones de más de 200 kp/cm^2 de resistencia característica a compresión.
4. Se apoyen sobre un firme de suelo-cemento o piedra partida.

Junto a las buenas cualidades de durabilidad de este tipo de firmes, se destaca hoy día su facilidad constructiva gracias al empleo de encofrados y maquinaria que permite su ejecución de forma continua.

Fig. 12.9. Tren de hormigonado continuo de un firme rígido.

13 hormigón armado

Generalidades ☆ Hormigón ☆ Acero ☆ Recubrimientos
Cuantías ☆ Doblados ☆ Anclajes ☆ Empalmes

Generalidades

El hormigón armado es un material complejo en el cual sus componentes, que son: el HORMIGON en masa y el ACERO de sus armaduras, mantienen dentro del conjunto sus cualidades específicas y propiedades características. Pero precisamente por tratarse de un material heterogéneo, definido por un material FRANGIBLE —el hormigón— y otro TENAZ —el acero— hay que exigir una compenetración entre ciertas propiedades de materiales tan diversos, con objeto de poder garantizar un comportamiento conjunto eficaz.

En este nuevo material —H. A.—, felizmente calificado como ADECUORRESISTENTE por TORROJA, la colaboración mutua está basada en:

1. ADHERENCIA hormigón-acero
2. DEFORMABILIDAD del acero
3. ADAPTABILIDAD del hormigón

que permiten a ambos materiales: PEGARSE, ACOMPAÑARSE EN SUS DEFORMACIONES con transferencia mutua de esfuerzos y ADAPTARSE, circunstancia esta última que posee el hormigón y que le permite sufrir distensiones locales y hasta microfisuraciones y recristalizaciones, sin rotura propiamente dicha.

El complejo HORMIGON-ACERO que define a este material se ve presidido por el criterio general de que el hormigón es el encargado de absorber fundamentalmente los esfuerzos de compresión, no teniéndose en cuenta en la práctica su resistencia a tracción, ya que dichos esfuerzos han de ser absorbidos en su totalidad por las armaduras. No obstante, la resistencia a tracción del hormigón juega un importante papel, ya que la retracción del hormigón tiende, y en parte lo logra, a poner las armaduras en compresión, quedando él en tracción, pero las deformaciones lentas amortiguan el efecto perjudicial y no se llega a verdaderas roturas mientras que el HORMIGON y el ACERO tengan la naturaleza adecuada y los RECUBRIMIENTOS, SEPARACIONES, CUAN-

TIAS, DOBLADOS, ANCLAJES Y EMPALMES se mantengan dentro de los límites que la práctica y la experiencia han ido estableciendo para formar la tecnología específica del hormigón armado.

Hormigón

Para la ejecución de un elemento constructivo de hormigón armado hay que emplear aquellos hormigones, ya definidos, que se caracterizan fundamentalmente por su RESISTENCIA y COMPACIDAD.

Hasta hace poco tiempo era normal el fijar en los Pliegos de Condiciones sólo la dosificación del hormigón (350 kg/m³ por ejemplo) como única condición. Hoy día se estima que esta condición no es necesaria ni suficiente por sí sola, y a todo hormigón para armar hay que exigirle el cumplimiento de estas seis condiciones:

1. DOSIFICACION. No será menor de 250 kg/m³ de cemento, con objeto de poder garantizar su compacidad, ni mayor de 400 kg/m³ (salvo justificación especial) para alejar los peligros de fisuración por retracción.

2. CEMENTO. Podrán emplearse los siguientes cementos:

   Tipos ... ... Portland, Siderúrgicos y Puzolánicos.
   Clases ... ... Portland, Siderúrgicos y Puzolánicos.
   Categorías ... ... 250, 350, 450 y 550.

   El empleo del cemento aluminoso —CA-350— deberá ser objeto, en cada caso, de estudio especial.

3. ARIDOS. Cumplirán las condiciones ya reseñadas en cuanto a NATURALEZA, FORMA, TAMAÑO e IMPUREZAS. Debe cuidarse el no sobrepasar el contenido de FINOS INERTES, porque a la par que exigen más agua para conseguir una misma consistencia, rompen las adherencias árido-lechada y hormigón-armaduras. Las granulometrías podrán ser muy variables, siempre que sus curvas granulométricas no se salgan de los límites de las zonas TOLERABLES (fig. 6.4).

4. CONSISTENCIA. Deberá ser la adecuada al método de puesta en obra y compactación, pero debe prohibirse el empleo de la consistencia líquida. Ello equivale a exigir hormigones con ASENTAMIENTO menor que 15 cm.

5. RESISTENCIA. Será la fijada en el proyecto y tenida en cuenta en los cálculos, valor que en función del tipo de armadura a emplear viene condicionado por la siguiente desigualdad:

$$f_{ck} \geqslant 50 + 0{,}02\, f_{yk} \lessdot 125 \text{ kp/cm}^2 \ .$$

Con ello, el valor de la RESISTENCIA CARACTERISTICA del hormigón, en función del LIMITE ELASTICO del acero de las armaduras a emplear, deberá ser como mínimo:

f_{yk}		f_{ck}
2.400	... ...	H.125
4.200	... ...	H.150
4.600	... ...	H.150
5.000	... ...	H.150
6.000	... ...	H.175

Es decir, que cuanto más elevado sea el límite elástico del acero, mayor ha de ser la resistencia del hormigón, para poder garantizar la transferencia de tensiones entre ambos materiales, y que pueda aprovecharse de modo efectivo la mayor capacidad mecánica del acero.

6. COMPACIDAD. Es condición necesaria el conseguir una compacidad suficiente del hormigón, ya que de ella depende directamente:

   A. La adherencia hormigón-acero.

   B. La durabilidad del hormigón.

   C. La protección de las armaduras frente a los fenómenos de corrosión.

   Es difícil fijar límites a la compacidad, ya que ello exigiría limitar la porosidad, el contenido máximo de aire, el peso específico mínimo... pero con las dosificaciones exigidas y métodos de compactación adecuados a la consistencia, se obtiene fácilmente una COMPACIDAD adecuada.

* * *

Un hormigón que cumpla estas seis condiciones es el idóneo para la ejecución de obras de hormigón armado, ya que así, y en general, se puede garantizar la colaboración HORMIGON-ACERO, desde el punto de vista del HORMIGON. En estas condiciones, el diagrama de cálculo del hormigón más aceptado es el de la PARABOLA-RECTANGULO de la figura 2.18, si bien podrán tomarse otros diagramas, tales como el RECTANGULAR, PARABOLICO, BIRRECTILINEO, TRAPEZOIDAL (figura 13.1)... siempre que los resultados con ellos obtenidos concuerden de una manera satisfactoria con el correspondiente de la PARABOLA-RECTANGULO, o queden del lado de la seguridad.

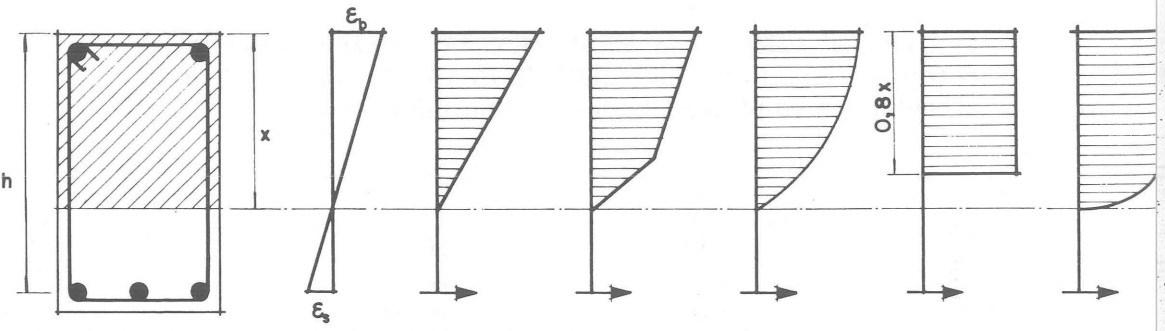
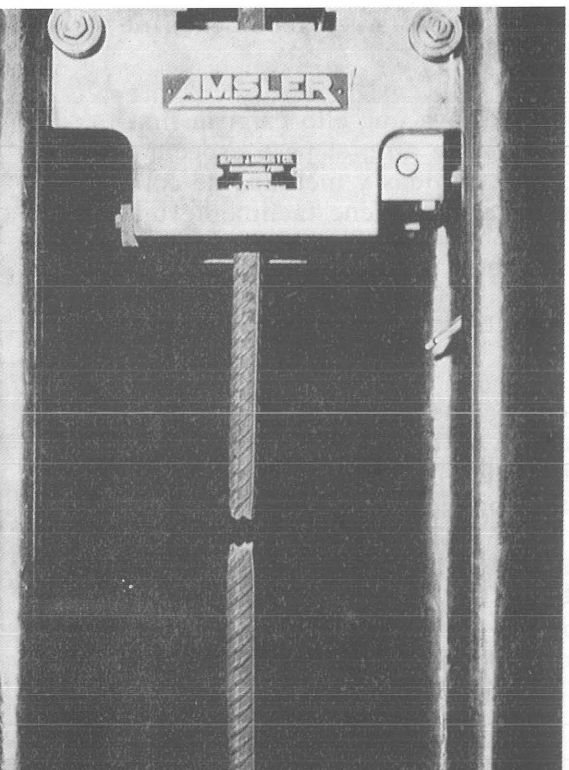


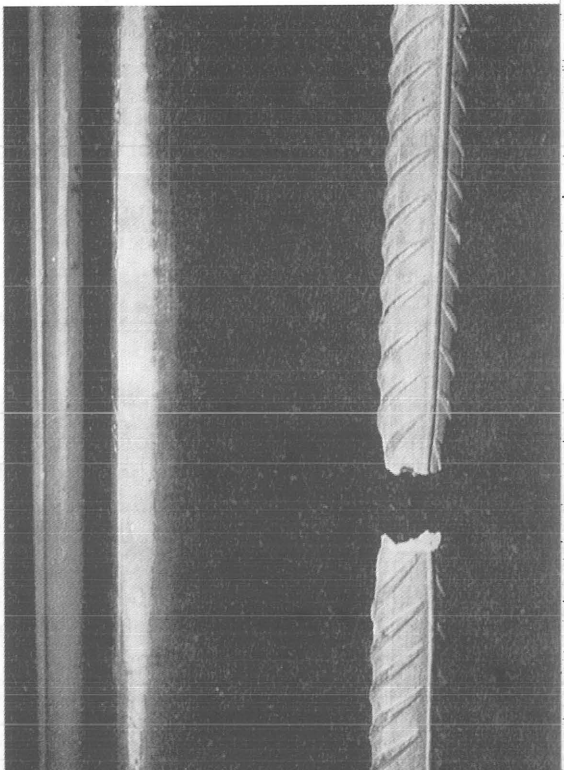
Fig. 13.1. Diagramas de cálculo del hormigón, en flexión.

Acero

El ACERO empleado en la fabricación de los diferentes tipos de armaduras es el acero al carbono, correspondiente a la denominación F.622 de la norma UNE 36 082. Estos aceros tienen en su composición FERRITA (hierro α) y CEMENTITA (CFe_3); el primero de estos compuestos da TENACIDAD, y el segundo, RESISTENCIA y DUREZA.

Figs. 13.2 y 13.3. Ensayo de tracción de una barra de acero.





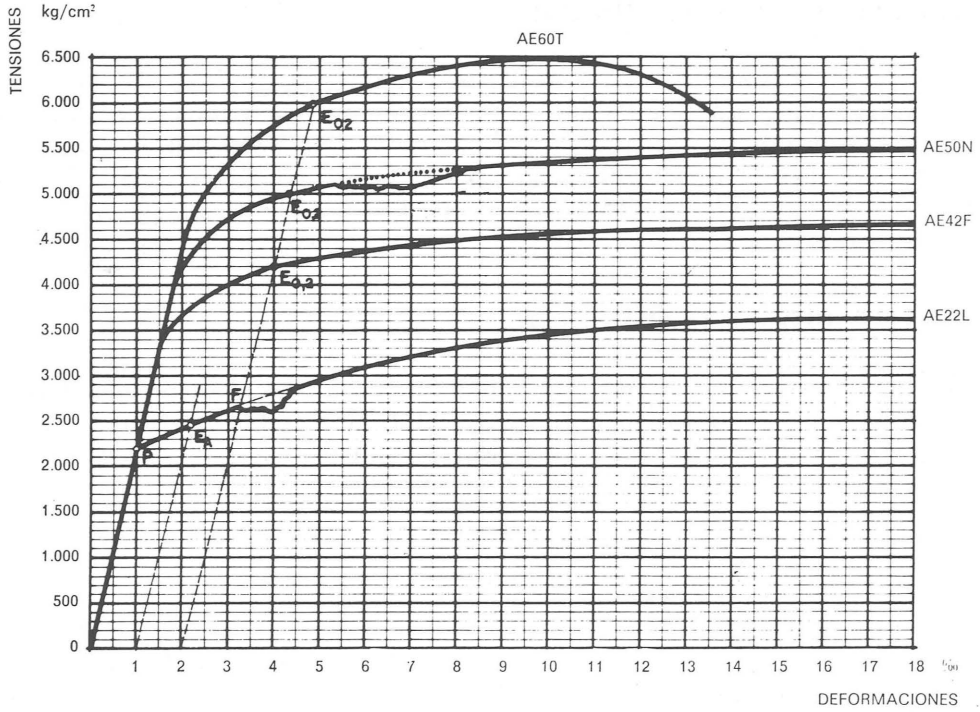


Fig. 13.4. Diagramas σ/ε de diferentes tipos de acero.

La característica más singular de estos aceros, desde el punto de vista del hormigón armado, es su comportamiento resistente, definido por sus curvas TENSION-DEFORMACION, cuyas variables permiten clasificarlos en cuatro grandes grupos, según se trate de ACEROS:

1. NORMALES (L),
2. ENDURECIDOS EN FRIO (F),
3. DE DUREZA NATURAL (N),
4. TREFILADOS (T),

cuyas curvas son del tipo de las reseñadas en la figura 13.4.

En estas curvas son de destacar los siguientes puntos singulares:

P = LIMITE DE PROPORCIONALIDAD.
E_A = LIMITE ELASTICO APARENTE.
$E_{0,2}$ = LIMITE ELASTICO CONVENCIONAL.
F = LIMITE DE FLUENCIA.
R = TENSION DE ROTURA O RESISTENCIA.

LIMITE DE PROPORCIONALIDAD

Es el punto hasta el que es verdadera la ley de Hooke, es decir, que se verifica la proporcionalidad entre tensiones y deformaciones, por lo que su representación gráfica es una recta que pasa por el origen y tiene por pendiente el valor del MODULO DE ELASTICIDAD. En los aceros esta proporcionalidad es casi perfecta hasta el punto *P*.

LIMITE ELASTICO APARENTE

Es aquel punto, E_A, a partir del cual comienzan las deformaciones permanentes, hasta llegar al punto *F*, o LIMITE DE FLUENCIA, a partir del cual fluye el material y las deformaciones continúan aumentando de forma sensible, aun sin aumentar la carga.

LIMITE ELASTICO CONVENCIONAL

Es el valor que se toma como LIMITE ELASTICO en los aceros especiales —deformados en frío o trefilados— que por carecer de límite de fluencia es difícil de fijar su posición en la gráfica. En ellos se determina el punto $E_{0,2}$, cuya deformación permanente alcanza el valor del 0,2 %, o sea, de 0,002.

TENSION DE ROTURA o RESISTENCIA

Viene definida por el valor de la máxima ordenada de la curva σ/ε.

* * *

Estos diagramas reales se sustituyen en la práctica por los reseñados en la figura 13.5 que están definidos por:

1. ACEROS DE DUREZA NATURAL. Un primer tramo rectilíneo que pasa por el origen y tiene por pendiente el valor del MODULO DE ELASTICIDAD del acero (2.100.000 kp/cm^2) y que al llegar al punto *P*, del LIMITE ELASTICO, se convierten en una recta horizontal.

2. ACEROS DEFORMADOS EN FRIO O TREFILADOS. El mismo tramo rectilíneo que pasa por el origen, con igual pendiente, y un acuerdo curvo con curvatura distinta entre *P* y $E_{0,2}$, y del punto $E_{0,2}$ en adelante.

Los diagramas de cálculo son análogos, en función de f_{yd}, en vez de f_{yk}.

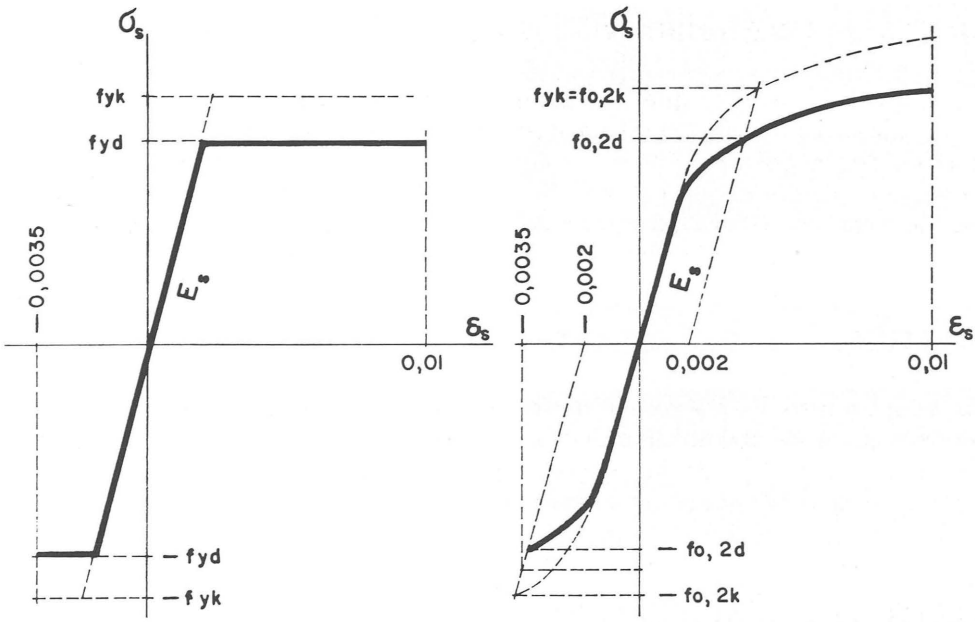


Fig. 13.5. Diagramas característicos simplificados.

A partir de estos aceros se obtienen las ARMADURAS, que pueden ser de unos de los tres tipos siguientes:

1. BARRAS LISAS, de acero ordinario (L).
2. BARRAS CORRUGADAS, de alta adherencia, de acero especial, de dureza natural (N), o endurecidos por deformación en frío (F).
3. MALLAZOS, o mallas electrosoldadas de acero trefilado (T).

Las características que han de cumplir cada uno de estos tipos de armaduras son las siguientes:

1. Barras lisas

Las BARRAS LISAS son armaduras de acero normal, que para poder emplearse como armaduras en el H. A. deberán cumplir las siguientes condiciones:

1. LIMITE ELASTICO CARACTERISTICO. Será siempre igual o superior a 2.200 kp/cm². En general, en España este valor es de 2.400 kp/cm², si bien su límite elástico suele variar con el diámetro, y viene a valer 3.000 kp/cm² menos cuarenta veces su diámetro expresado en milímetros.

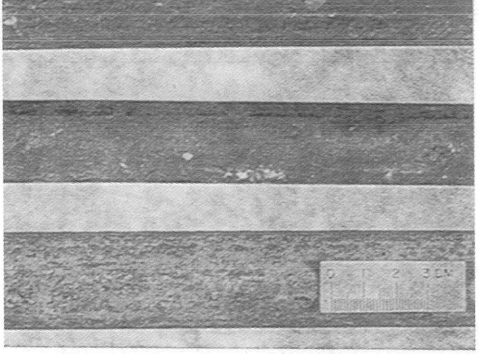


Fig. 13.6. Barras lisas.
(AE. 22L)

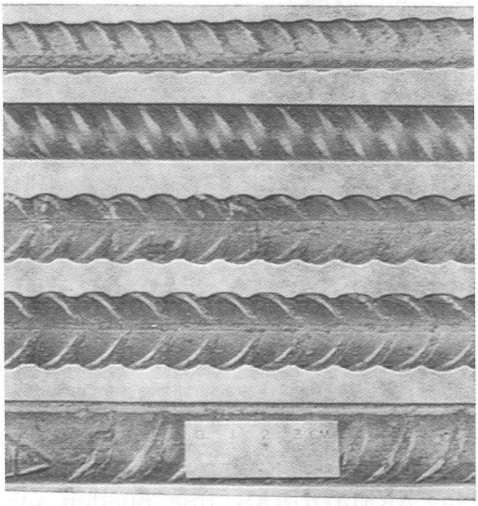


Fig. 13.7. Barras corrugadas de dureza natural.
(AE. 32N)

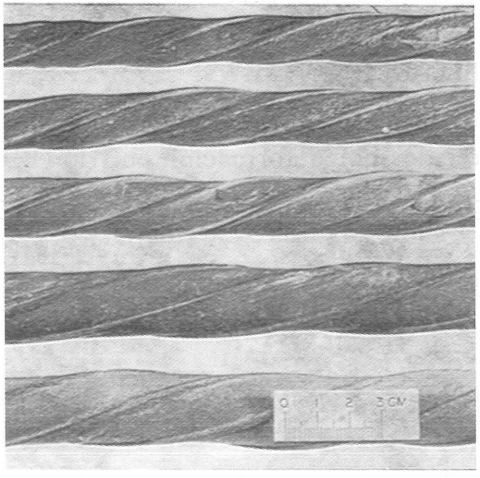


Fig. 13.8. Barras corrugadas deformadas en frío.
(AE 46F)

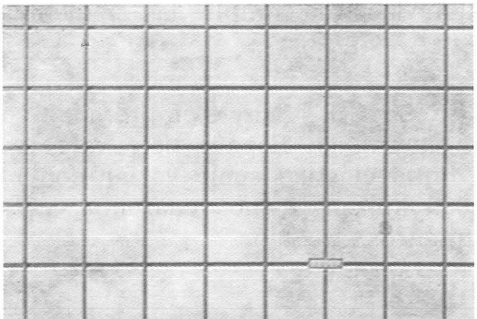


Fig. 13.9. Mallazo de barras de acero trefilado.

2. DIAMETROS. La escala de diámetros normalizados es la siguiente:

5; 6; 8; 10; 12; 16; 20; 25; 32, y 40 mm,

pudiendo fabricarse también el diámetro de 14 mm.

3. ALARGAMIENTO REPARTIDO DE ROTURA. No será inferior al 23 %. Se entiende por alargamiento repartido de rotura la deformación unitaria remanente, medida después del ensayo normal de tracción, sobre una base de 5 Ø, en una zona situada a más de 3 Ø del punto de aplicación de las mordazas. Esta condición tiene por objeto el exigir una DUCTILIDAD mínima al acero.

4. TENSION DE ROTURA. No será nunca inferior al 125 % del correspondiente valor de su límite elástico.

Estará comprendida entre:

$$3.400 < f_s < 5.000 \text{ kp/cm}^2 ,$$

a la vez que

$$f_s < 1{,}25\, f_y .$$

5. ADHERENCIA. A este tipo de barras no se les exige ninguna condición respecto al valor de las tensiones de adherencia.

6. PLEGADO. Las armaduras deberán resistir sin agrietarse el ensayo de DOBLADO SIMPLE, a 180°, y el de DOBLADO-DESDOBLADO, a 90°, efectuado sobre mandril del diámetro reseñado en la tabla XXVII del Apéndice.

2. Armaduras corrugadas

Este tipo de armaduras se caracteriza, fundamentalmente, por sus resaltos superficiales, que tienen por objeto el conseguir mejorar su adherencia al hormigón, y poder aprovechar su más alta capacidad resistente, por tratarse de armaduras de alto límite elástico. Para poder emplearse como armaduras en el H. A. deberán cumplir las siguientes condiciones:

1. LIMITE ELASTICO. En este tipo de aceros se recurre siempre a la determinación del LIMITE ELASTICO CONVENCIONAL 0,2, que deberá ser igual o superior a los siguientes valores normalizados:

TIPO	f_y	MARCA
AE.42	4.200 kp/cm²	· Ø 42
AE.46	4.600 kp/cm²	· · Ø 46
AE.50	5.000 kp/cm²	· · · Ø 50
AE.60	6.000 kp/cm²	· · · · Ø 60

doblado de armaduras

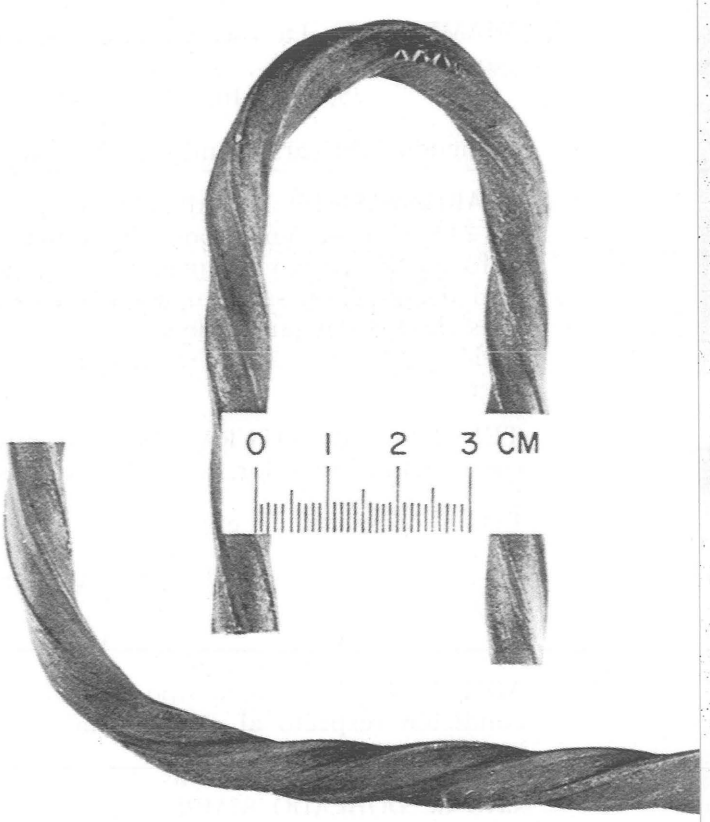
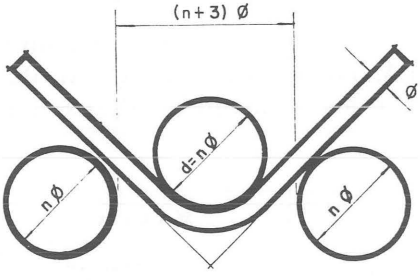
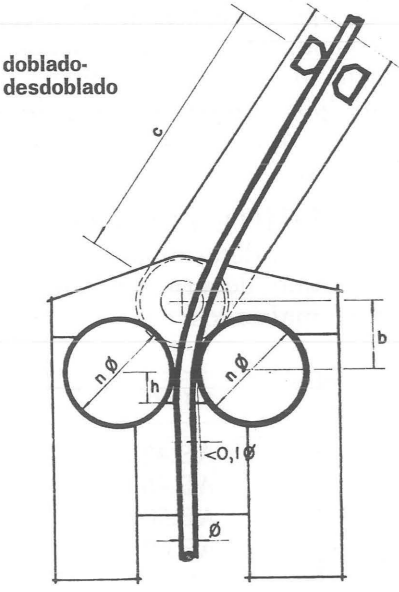


Fig. 13.10. Ensayos de «doblado simple» y «doblado desdoblado».

doblado simple



doblado-desdoblado



las barras deberán estar marcadas, para su correcta identificación en obra, con la MARCA reseñada, de uno a cuatro puntos.

2. DIAMETROS. La escala de diámetros normalizados en la siguiente:

6; 8; 10; 12; 14; 16; 20; 25; 32; 40, y 50 mm.

Pero tanto el diámetro, como el área de la sección y el peso por metro, se dan en su valor NOMINAL, lo cual quiere decir que son valores convencionales respecto a los cuales se establecen las tolerancias, y que toman los valores reseñados en la tabla XXVII del Apéndice.

El DIAMETRO MEDIO EQUIVALENTE o DIAMETRO NOMINAL de una barra corrugada, no es el geométrico, sino el obtenido mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$\varnothing = 12{,}8 \sqrt{G/l} \ ,$$

expresión en la que:

$\varnothing$ = Diámetro nominal, en mm.

G = Peso, en kg, de la muestra.

l = Longitud de la muestra en m ($\prec$ 0,50 m).

3. ALARGAMIENTO REPARTIDO DE ROTURA. Con la misma definición dada para barras lisas, sus valores no serán inferiores a los reseñados en la tabla XXVII del Apéndice.

4. TENSION DE ROTURA. En relación con su correspondiente límite elástico f_y, su carga de rotura f_s no será menor, en tanto por ciento, que el valor reseñado en la tabla XXVII del Apéndice.

5. ADHERENCIA. En el ensayo de adherencia por flexión —BEAM-TEST— tanto la tensión media de adherencia, τ_{bm}, como la tensión de rotura de adherencia, τ_{bn}, deberán cumplir simultáneamente las dos condiciones siguientes, válidas para $\varnothing < 32$ mm.

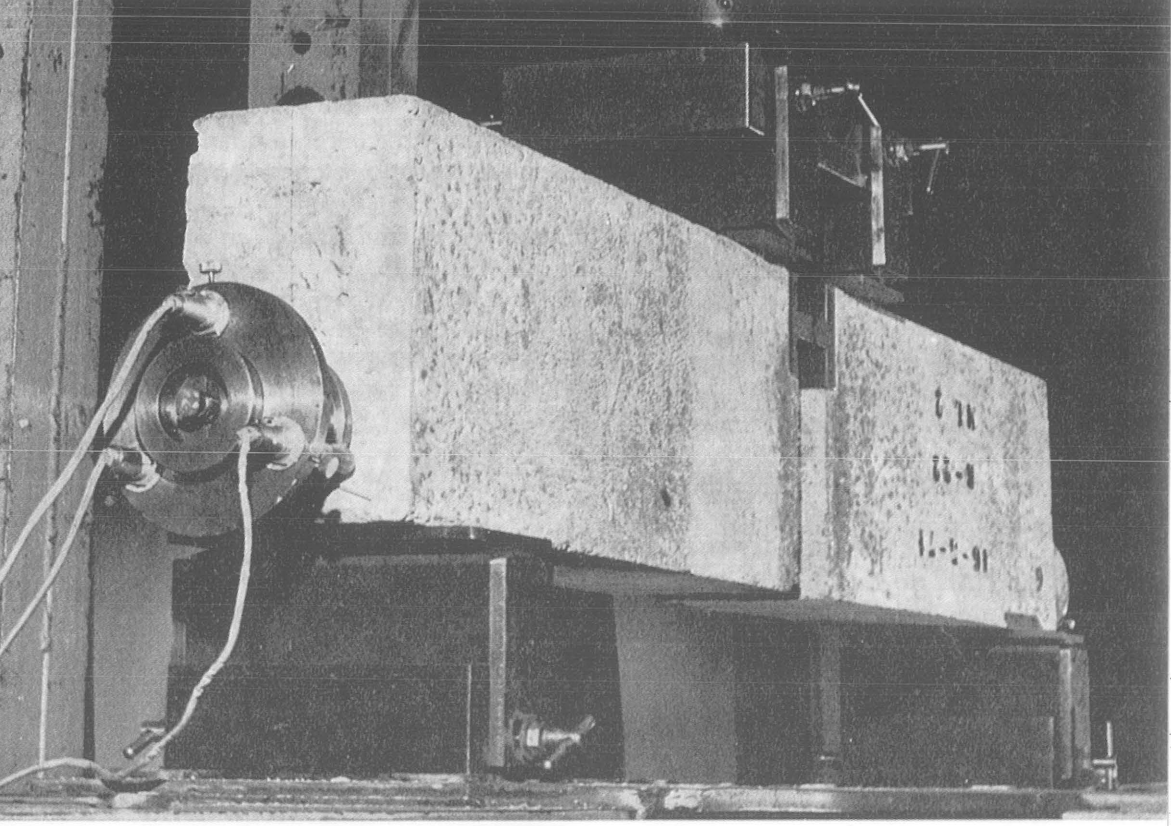
$$\tau_{bm} \geqslant 80 - 1{,}2\,\varnothing \ ,$$

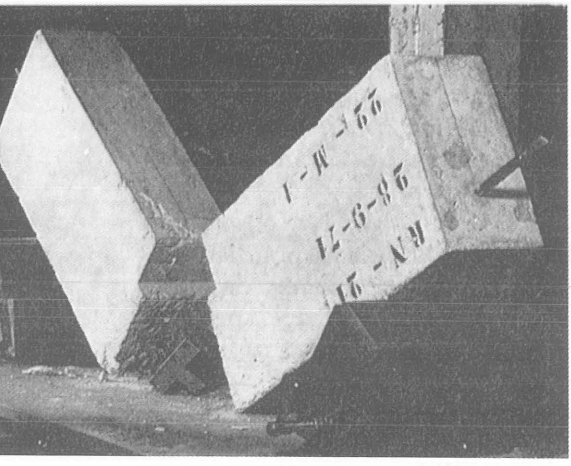
$$\tau_{bn} \geqslant 130 - 1{,}9\,\varnothing \ ,$$

donde τ_{bm} y τ_{bn} se expresan en kp/cm^2, y $\varnothing$ en mm.

Los diámetros superiores a 32 mm no podrán emplearse si no están avalados por un estudio experimental previo de adherencia.

Las características de adherencia serán objeto de homologación mediante ensayos realizados en laboratorio oficial. En el certi-





ensayo de adherencia por flexión

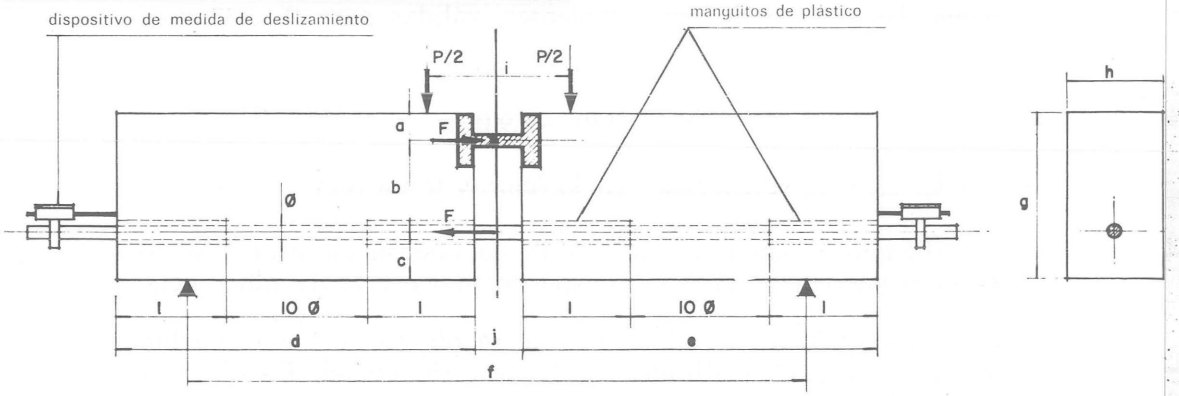
Fig. 13.11. Pieza preparada para su ensayo.

Fig. 13.12. Momento de rotura.

Fig. 13.13. Esquema de ensayo.

DIMENSIONES DE LAS PROBETAS (en cm)

	ø < 16	ø ⩾ 16		ø < 16	ø ⩾ 16
a	3	4	g	18	24
b	10	15	h	10	15
c	5	5	i	15	20
d	37,5	60	j	5	6
e	37,5	60	k	5	5
f	65	110	l	37,5-10 ø	60-10 ø



ficado de homologación se consignarán obligatoriamente los límites admisibles de variación de las características geométricas de los resaltos.

6. PLEGADO. Después de realizados los ensayos de doblado simple, a 180°, y doblado-desdoblado, a 90°, sobre los mandriles reseñados en la tabla XXVII del Apéndice, debe apreciarse la ausencia total de grietas. Con ello se obtiene la garantía de que no se trata de aceros agrios procedentes de relaminados.

7. SOLDEO. La aptitud para el soldeo, no es condición necesaria, pero en el caso de tratarse de armaduras soldables, a la designación tipo de las barras se le añadirá una S, y el fabricante está obligado a indicar condiciones y procedimientos a emplear para hacer las soldaduras.

3. Mallazos

Los mallazos están definidos por mallas ortogonales de barras de acero especial —corrugado o trefilado— de alto límite elástico, con nudos electrosoldados. Las ventajas que produce el empleo de este tipo de armaduras en elementos superficiales, se basan en las siguientes propiedades:

1. Gran sencillez constructiva, por su gran facilidad de puesta en obra.
2. Empleo de armaduras de alto límite elástico, lo que les permite absorber grandes esfuerzos con un alargamiento mínimo.
3. Gran adherencia, por sus pequeños diámetros y anclajes efectivos de los nudos de cruce de barras.
4. Eficaz colaboración entre barras longitudinales y transversales, por la sólida soldadura de sus nudos.

Las caracetrísticas que deben cumplir para su aplicación como armaduras de H. A. son las siguientes:

1. LIMITE ELASTICO. Las barras a emplear en la obtención de mallazos podrán ser:

   a) BARRAS CORRUGADAS, de las características reseñadas anteriormente.

   b) BARRAS GRABADAS O CORRUGADAS DE ACERO TREFILADO cuyas características elásticas serán las reseñadas en la tabla XXVIII del Apéndice.

   El ensayo de tracción correspondiente a barras de mallas electrosoldadas se realizará sobre probetas que tengan, al menos, una transversal soldada.

2. DIAMETROS. Los diámetros normalizados de las barras son los siguientes:

   4; 4,5; 5; 5,5; 6; 6,5; 7; 7,5; 8; 8,5; 9; 9,5 10; 11, y 12 mm.

3. DIMENSIONES. Las separaciones entre ejes de barras serán, en una dirección de:

   50; 75; 100; 150, y 200 mm

   La separación en la dirección normal, no será superior a tres veces la separación de aquéllas, ni a 300 mm.

4. PLEGADO. Antes de ser soldadas, las barras cumplirán la condición de doblado simple sobre mandril de 4 Ø en el acero AE.50.T y de 5 Ø en el AE.60.T.

5. ADHERENCIA. A las barras corrugadas de acero trefilado se les exigen las condiciones de adherencia de las barras corrugadas; pero las barras grabadas —grafiladas— al igual que las lisas, no se les exige ninguna.

6. DESPEGUE. Realizado el ensayo de despegue de las barras de nudo, la carga de despegue no será inferior a $0{,}35\, A\, f_y$, siendo A la sección nominal de la barra más gruesa, y f_y el límite elástico del acero.

7. SOLDEO. Se prohibe la soldadura en obra de las barras de acero trefilado.

* * *

Los mallazos de $\varnothing < 5$ mm pueden servirse en rollos de 50 m de longitud, y los de mayor diámetro en paneles modulados (generalmente de 6×2). Las retículas están definidas por módulos cuadrados o rectangulares de 50 a 300 mm, y de proporciones de sus lados que varían desde 1/1 a 1/3; y jugando con las separaciones y con los diámetros, se llegan a relaciones entre las armaduras longitudinales y transversales, desde 1/1 a 1/5.

En los paneles standard, las barras principales de borde (de diámetro $\varnothing_2$) tienen una sección de acero, que es aproximadamente la mitad de la correspondiente a las barras centrales (de diámetro $\varnothing_1$), con objeto de que, al solapar los paneles, la sección por m. l. en la zona solapada sea la misma que en el resto del panel.

La separación (S_3) de las barras de reparto en los extremos del panel es la mitad de la separación que tienen estas barras en la zona central, consiguiéndose así, al solapar paneles en la dirección de las barras principales, unas longitudes mínimas de solapo.

El solapo en la dirección de las barras del reparto, deberá ser de dos tramas (3 puntos de soldadura) con una longitud mínima de solapo de $L_v = 25$ cm.

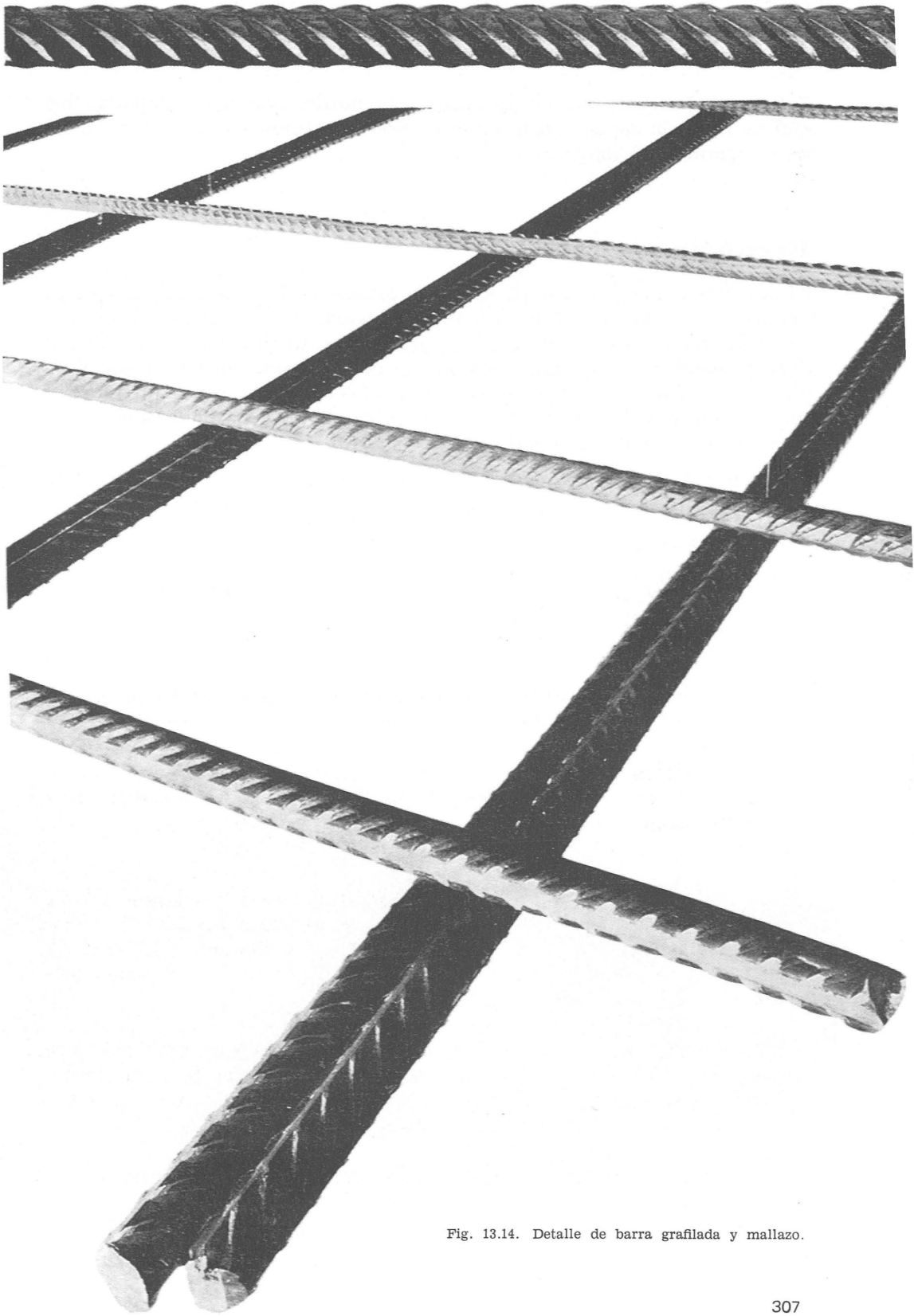


Fig. 13.14. Detalle de barra grafilada y mallazo.

El solapo en la dirección de las barras principales deberá ser de tres tramas (4 puntos de soldadura) con una longitud mínima de solapo de $L_v = 40$ cm.

Conviene observar que en las zonas de borde, una vez solapadas las mallas, tanto la capacidad mecánica como la sección y el $n\,\varnothing$ serán iguales o ligeramente mayores.

Recubrimientos

El acero se oxida muy rápidamente en presencia de la intemperie, y este peligro de oxidación aumenta con la tensión, y al mismo tiempo, una vez iniciada la corrosión, ésta progresa más fácilmente. El hormigón debe proteger al acero, garantizando su permanencia sin corrosión. Para ello es preciso que el hormigón sea compacto y que exista un recubrimiento mínimo del exterior. Estos recubrimientos mínimos son los reseñados en el siguiente cuadro:

- En elementos abrigados de la intemperie ... ... 1 cm.
- En elementos abrigados de la intemperie, pero expuestos a peligros de incendios ... ... 1,5 cm.
- En elementos expuestos a la intemperie, o a condensaciones (cocinas, baños...), o en contacto con el agua (depósitos) ... ... 2 cm.
- En las partes curvas de las barras ... ... 2 cm.
- En elementos en presencia de atmósferas agresivas o expuestos a la acción de las aguas marinas ... ... 2 a 4 cm.

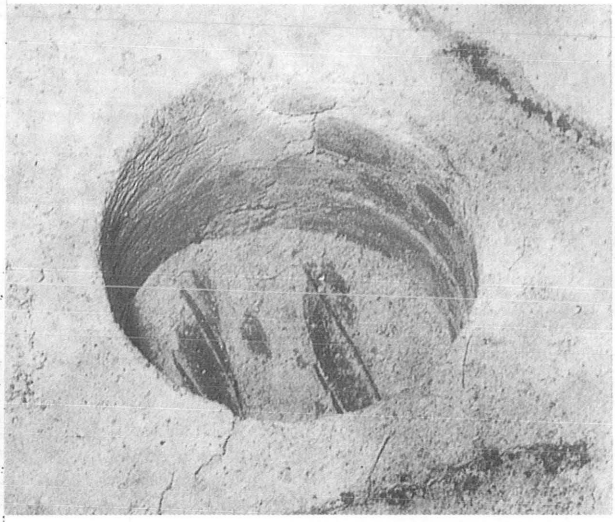


Fig. 13.15. Recubrimiento excesivo en cara superior de un forjado.

Fig. 13.16. Pérdida del recubrimiento en cara inferior de un forjado.

Los recubrimientos mayores de 4 cm deberán ir provistos de una malla complementaria de armadura.

Con objeto de poder garantizar la adherencia hormigón-acero, el recubrimiento mínimo de las armaduras principales será de un diámetro, siempre que dicho valor sea superior a los recubrimientos mínimos señalados.

En general, la separación entre armaduras paralelas será igual o superior a: 1 cm; el diámetro de la mayor; ó 1,2 el tamaño máximo del árido.

Se podrán, no obstante, colocar dos barras en contacto, en cualquier posición relativa, para el mejor aprovechamiento del canto de las vigas, siempre que sean de acero de alta adherencia y vayan rodeadas por estribos. Si su diámetro es superior a 15 mm, únicamente podrán yuxtaponerse verticalmente.

Asimismo, se podrán colocar tres barras en contacto siempre que su diámetro no sea superior a 15 mm y se adopte una disposición triangular con una barra inferior para facilitar la entrada del hormigón y que éste envuelva bien todo el paquete. La separación horizontal entre los distintos grupos de barras será igual o superior a diámetro y medio. En este caso y a efectos de recubrimientos, se considerará como diámetro de la barra el doble del de una de ellas.

En soportes y otros elementos verticales se podrán colocar dos o tres barras de la armadura principal en contacto, siempre que sean de acero de alta adherencia. Se recomienda que en tales casos todos estos grupos de barras vayan bien sujetos por estribos o armaduras transversales análogas.

Para garantizar los recubrimientos, y la correcta posición de las armaduras es preciso recurrir al empleo de SEPARADORES, de los tipos reseñados en la figura 13.17.

Cuantías

Las antiguas instrucciones de O. P. y Arquitectura fijaban una cuantía geométrica mínima en cada sección del 8 ‰ y una cuantía geométrica máxima del 3 %. Pero con el empleo de aceros de alta resistencia, esta forma de limitación carece de lógica. Por ello, las modernas instrucciones fijan la cuantía mínima en un modo mecánico y no geométrico, es decir, atendiendo no a la sección de acero, sino a que la armadura sea capaz como mínimo de absorber un tanto por ciento de la carga de la pieza. Y en general, con coeficientes de equivalencia $n \simeq 15$ las limitaciones siguen siendo las mismas, ya que con barras lisas el 8 ‰ geométrico equivale al 10 % mecánico, y el 3 % geométrico al 50 %

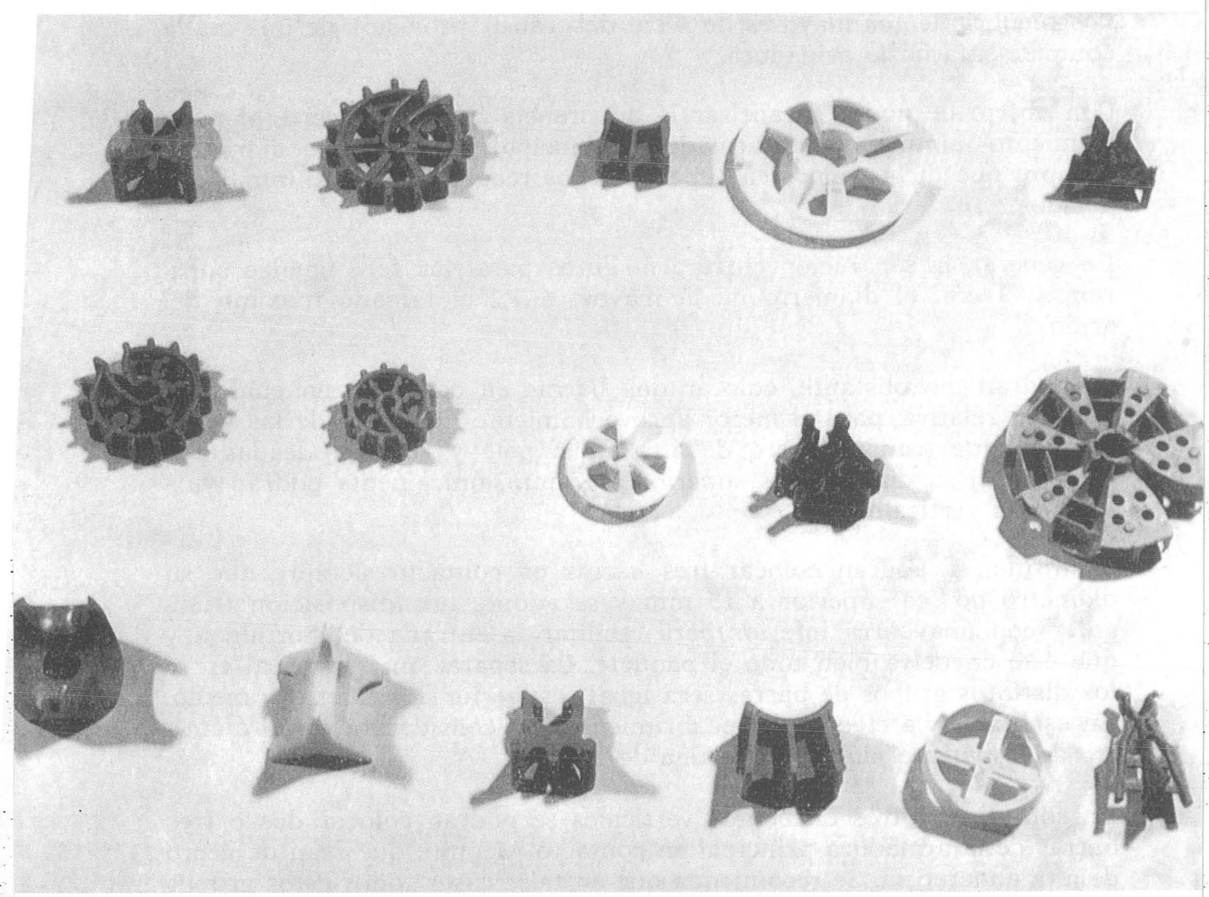


Fig. 13.17. Diversos tipos de «separadores» de plástico.

mecánico. En efecto, el valor de estas cuantías mínimas viene fijado en la nueva Instrucción, en función del tipo de pieza, de acuerdo con los siguientes criterios:

a) COMPRESION: PILARES

$$A'_{s1} \cdot f_{yc,\,d} \geqslant 0{,}05\,Nd \qquad A'_{s1} \cdot f_{yc,\,d} \leqslant 0{,}5\,f_{cd} \cdot A_c$$
$$A'_{s2} \cdot f_{yc,\,d} \geqslant 0{,}05\,Nd \qquad A'_{s2} \cdot f_{yc,\,d} \leqslant 0{,}5\,f_{cd} \cdot A_c$$

Junto a estas limitaciones de carácter mecánico, en el armado de pilares hay que tener en cuenta que:

1. No deben emplearse armaduras longitudinales de diámetro inferior a 12 mm, cualquiera que sea su calidad.
2. Que al cambiar de diámetros por empleo de armaduras de mayor límite elástico, debe aumentarse el número de estribos para que no cambie la relación existente entre separación de estribos y diámetro de las barras ($\geqslant 15\,\varnothing$).

b) TRACCION: TIRANTES

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \geqslant 0{,}04\, f_{cd} \cdot A_c$$
$$f_{yd} \cdot A_{s2} \geqslant 0{,}04\, f_{cd} \cdot A_c$$

c) FLEXION: VIGAS

$$0{,}04 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \cdot A_{ce} < A_s$$

y sólo se admite emplear menor cantidad de armadura, igual a $4\, A_s/3$, si A_s es la capacidad mecánica necesaria, y dicho valor no llega a alcanzar el 4 % como límite.

Aparte de esta limitación de cuantía, deberán tenerse en cuenta las siguientes limitaciones:

1. No existir en ninguna cara separación s_1 entre armaduras principales superior a 50 cm.
2. No existir en ninguna cara separación s_2 entre armaduras transversales superior a 50 cm, o a 0,85 d.
3. En pilares, estas separaciones deberán ser inferiores a: $s_1 < 35$ cm; $s_2 < 25$ cm $< d$.

Doblado

Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos e instrucciones del proyecto. Como norma general, esta operación se hará en frío. En el caso de que sea necesario recurrir al calentamiento de las barras se cuidará de no alcanzar la temperatura correspondiente al rojo cereza claro (800-830° C).

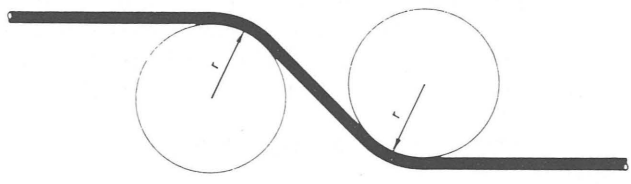


Fig. 13.18. Radio mínimo de doblado de armaduras.

No se autorizará el doblado en caliente cuando las barras hayan sido sometidas a procesos de estirado en frío o tratamientos térmicos especiales.

Como norma general y salvo indicación especial del proyecto, los dobleces de las armaduras describirán radios no inferiores a:

$$r \geqslant 5\,\varnothing$$

$$r \geqslant \frac{f_{yk}}{3\,f_{ck}}$$

siendo: f_{yk} el límite elástico de las armaduras supuesto en el cálculo; f_{ck} la resistencia característica del hormigón (expresada en las mismas unidades), y $\varnothing$ el diámetro real o nominal de la barra. Estos radios podrán reducirse en uno o dos diámetros cuando el recubrimiento sea superior a $2\,\varnothing$.

Los cercos o estribos podrán doblarse con radios inferiores, con tal de que no se produzca un principio de fisuración.

Anclajes

Los anclajes extremos de las barras podrán hacerse por GANCHO, PATILLA, PROLONGACION RECTA o cualquier procedimiento (como soldadura sobre otra barra, por ejemplo), garantizado por la experiencia y que sea capaz de asegurar la transmisión de esfuerzos al hormigón, sin peligro para éste.

A efecto de anclaje de las barras en tracción, se supondrá la envolvente de los momentos flectores trasladada paralelamente al eje de la pieza en una magnitud igual al canto útil y en el sentido más desfavorable (fig. 13.23). Con ello, lo que se hace es ampliar la LONGITUD PREVIA DE ANCLAJE, por incertidumbre en la posición real, para variaciones de carga, de la curva envolvente de momentos.

Las longitudes de anclaje dependen de la posición que ocupan las barras en la pieza de hormigón. Se distinguen las dos posiciones siguientes:

POSICION I, de ADHERENCIA BUENA. Barras formando ángulo de 90° a 45° con el eje o directriz de la pieza; barras menos inclinadas u horizontales situadas en la mitad inferior de la pieza o, al menos, 30 cm por debajo de la cara superior de la pieza de hormigón.

POSICION II, de ADHERENCIA DEFICIENTE. Barras que no satisfacen las condiciones anteriores.

1. Anclajes de barras lisas

Salvo justificación especial, las barras lisas que trabajan exclusivamente a compresión, se anclarán por patilla. En los demás casos las barras se anclarán por gancho.

El gancho normal para barras lisas está formado por un semitoro de radio interior igual a 2,5 ø, con una prolongación recta igual a 2 ø. La patilla normal para barras lisas está formada por un cuarto de toro de radio interior igual a 2,5 ø, con una prolongación recta igual a 2 ø.

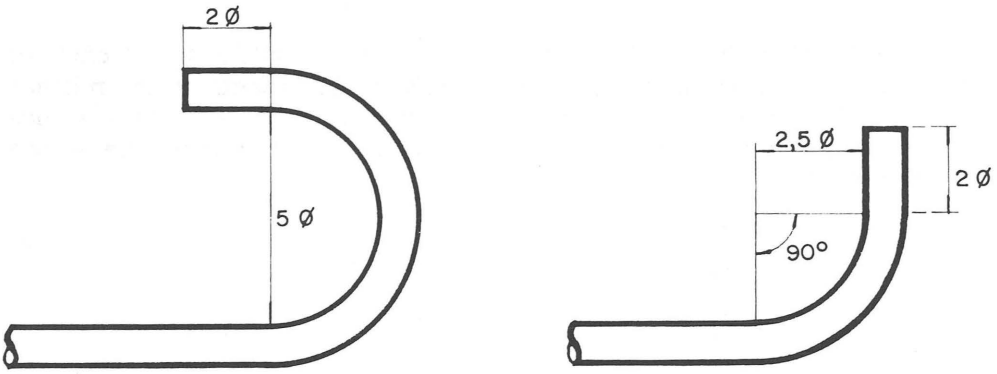


Fig. 13.19. Armaduras lisas: gancho y patilla.

En la figura 13.20 se indican las LONGITUDES DE ANCLAJE que se adoptarán para las barras lisas que trabajen a tracción, en los casos de utilización más frecuente. Los valores de n_1, n_2, n_3 y n_4, en función de la resistencia característica del hormigón, se reseñan en la tabla XXIX del Apéndice, y cuyos valores multiplicados por ø dan los valores de las LONGITUDES DE ANCLAJE.

La longitud de anclaje de las barras lisas con patilla, que trabajan a compresión, serán el 60 % de la que correspondería en tracción.

Es de advertir que los ganchos no son verdaderamente eficaces más que cuando están recubiertos de un espesor suficiente de hormigón. Por ello, en el caso de vigas es buena práctica el inclinarlos lateralmente.

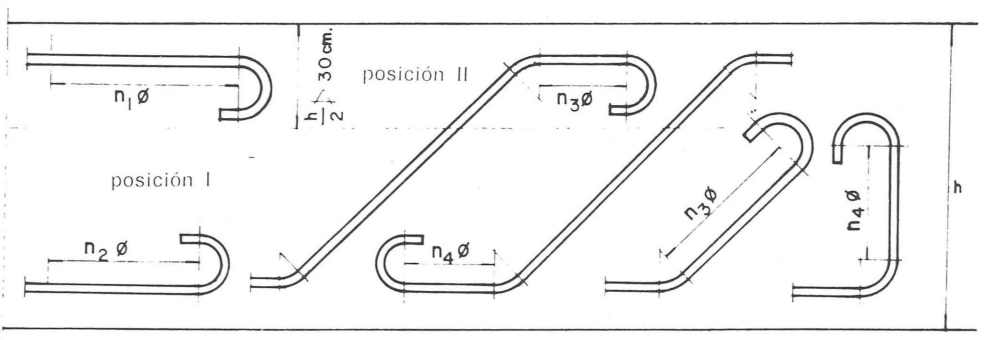


Fig. 13.20. Armaduras lisas: longitudes de anclaje.

2. Anclajes de barras corrugadas

En general, las barras corrugadas que trabajan a tracción o a compresión se anclan preferentemente por prolongación recta, pudiendo emplearse también patilla. En cuanto al anclaje por gancho, rara vez se emplea, y sólo en barras que trabajan a tracción.

El gancho normal para barras corrugadas está formado por un semitoro de radio interior igual a $3{,}5\,\varnothing$, con una prolongación recta igual a $2\,\varnothing$. La patilla normal para barras corrugadas está formada por un cuarto de toro de radio interior igual a $3{,}5\,\varnothing$, con una prolongación recta igual a $2\,\varnothing$.

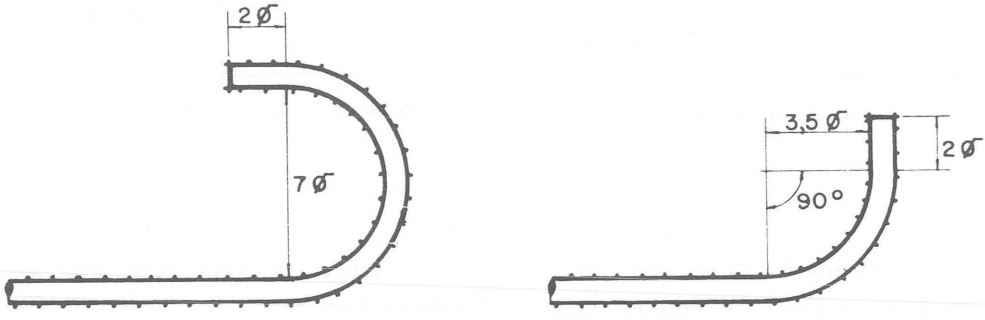


Fig. 13.21. Armaduras corrugadas: gancho y patilla.

Las LONGITUDES DE ANCLAJE en prolongación recta para barras en tracción pueden calcularse mediante las siguientes fórmulas:

POSICION I

$$l_b = m\,\varnothing^2 \prec 20\,\varnothing$$

POSICION II

$$l_b = m\,\varnothing^2 \prec 30\,\varnothing$$

siendo:

$\varnothing$ = Diámetro de la barra, en cm.

m = Coeficiente numérico, cuyos valores, en función de f_{ck} y f_{yk}, son los reseñados en la tabla XXX del Apéndice.

Las LONGITUDES DE ANCLAJE de las barras en compresión serán las indicadas en la figura 13.22, con los valores de m_2 de la tabla XXX del Apéndice.

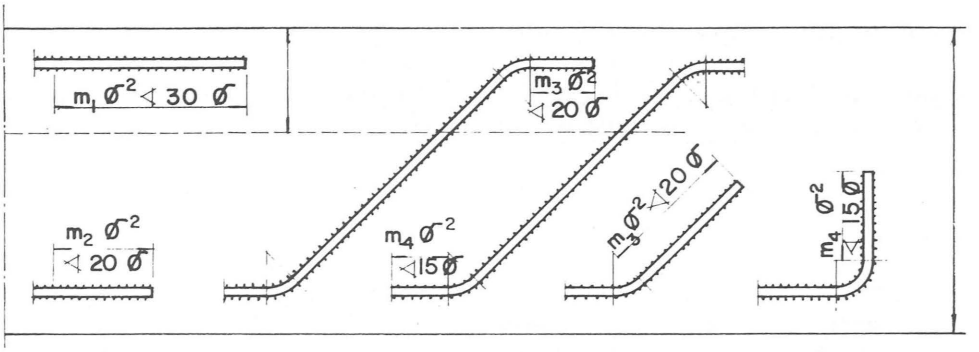


Fig. 13.22. Armaduras corrugadas: longitudes de anclaje.

3. Casos singulares

En ciertos casos singulares, todos estos valores dados pueden exigir su ampliación o reducción, tal como ocurre en los siguientes:

1. Ampliación de las longitudes de anclaje. En el caso de que puedan existir efectos dinámicos, las longitudes de anclaje indicadas se aumentarán en 10 diámetros.

2. Reducción de las longitudes de anclaje. Cuando la sección real de acero A_s real sea superior a la estricta A_s, las longitudes de anclaje pueden reducirse en la relación $A_s/A_{s\ \text{real}}$, no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes: 10 ø; 15 cm; y la tercera parte de la longitud correspondiente al caso que no se aplique la reducción.

Las terminaciones en patilla de cualquier anclaje de barras corrugadas permite reducir la longitud de anclaje en 10 ø, no debiendo adoptar para la longitud resultante valores inferiores al mayor de los tres siguientes: 10 ø; 15 cm; y la tercera parte del valor correspondiente si no tuviese patilla.

Empalmes

Mientras sea posible, no se dispondrá más que aquellos empalmes que figuren en los planos, recomendándose alejarlos de las zonas en las que la armadura trabaje a su máxima carga.

Los empalmes podrán realizarse por solapo o por soldadura. Se admiten también otros tipos de empalme, con tal de que los ensayos con ellos efectuados demuestren que esas uniones poseen una resistencia a la rotura no inferior a la de cualquiera de las dos barras empalmadas.

Como norma general, los empalmes de las distintas barras de una pieza se distanciarán unos de otros de tal modo que sus centros queden separados, en la dirección de las armaduras, a más de 20 veces el diámetro de la más gruesa de las barras empalmadas.

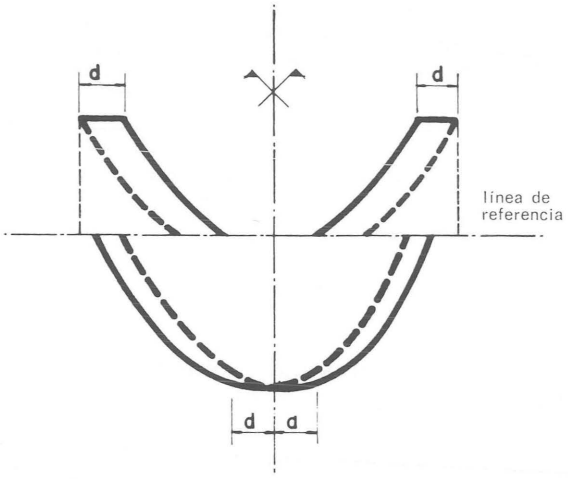


Fig. 13.23. Gráfica de momentos, trasladada paralelamente al eje de la pieza en una magnitud igual al canto útil.

Empalmes por solapo

Este tipo de empalme se realizará colocando las barras una sobre otra, o de cualquier forma que facilite la ejecución de un buen hormigonado, y zunchando las barras con alambre en toda la longitud del solapo.

Cuando se trate de barras lisas, la longitud del solapo será igual o mayor que la longitud de anclaje correspondiente y se terminarán las barras en gancho normal o en patilla normal según trabajen a tracción o a compresión, respectivamente.

Cuando se trate de barras de alta adherencia, la longitud del solapo no será inferior a la indicada para longitud de anclaje y no se dispondrán ganchos ni patillas.

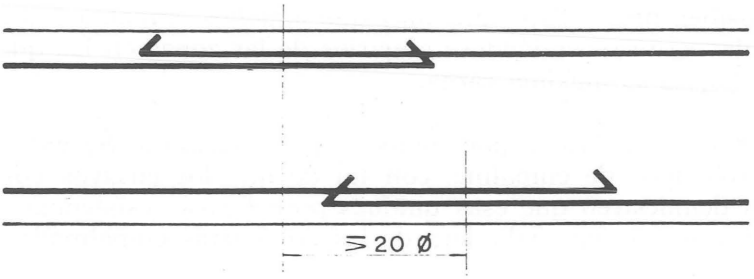


Fig. 13.24. Distribución de los empalmes de barras.

Para asegurar la transmisión del esfuerzo de una barra a otra es fundamental que el espesor del hormigón existente alrededor del empalme sea suficiente. El valor mínimo recomendable para ese espesor es el de dos veces el diámetro de las barras.

Deberá prestarse la mayor atención durante el hormigonado para asegurar que éste se realiza de un modo adecuado en las zonas de empalmes de barras.

Empalmes por soldadura

Siempre que la soldadura se realice con arreglo a las normas de buena práctica de esta técnica, y a reserva de que el tipo de acero de las barras utilizadas presente las debidas características de soldabilidad, los empalmes de esta clase podrán ejecutarse:

— A tope por resistencia eléctrica, según el método llamado «por chispas», que incluye en su ciclo un período de forja.

— A tope al arco eléctrico, achaflanando los extremos de las barras.

— A solapo con cordones longitudinales, si las barras son de diámetro no superior a 25 mm.

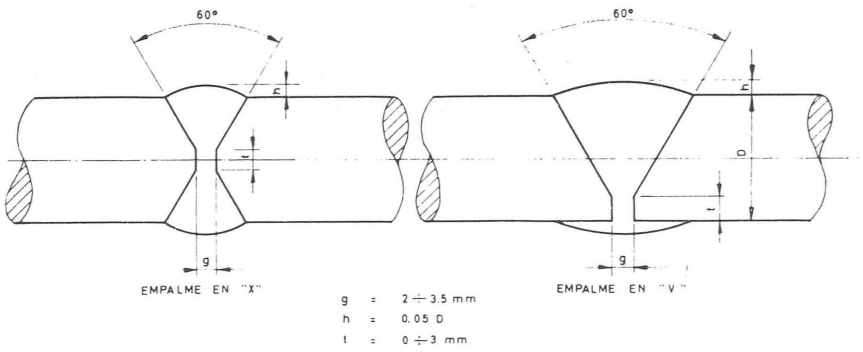


Fig. 13.25. Empalmes por soldadura a tope.

No podrán disponerse empalmes por soldadura en los tramos curvos del trazado de las armaduras. En cambio, se admitirá la presencia en una misma sección transversal de la pieza, de varios empalmes, soldados a tope, siempre que su número no sea superior a la quinta parte del número total de barras que constituye la armadura en esta sección.

Siendo la soldadura una operación delicada, conviene que los operarios que vayan a realizarla demuestren previamente su aptitud, sometiéndose a las pruebas especificadas en la norma UNE 14 010.

Las soldaduras a tope por resistencia eléctrica deben realizarse con máquinas de regulación automática y de potencia adecuada a los diámetros de que se trate, como garantía de la perfecta ejecución de todo el ciclo. Las secciones que vayan a unirse deberán estar cuidadosamente limpias y cortadas perpendicularmente al eje de la barra.

Las soldaduras a tope al arco eléctrico deben ejecutarse preferentemente en forma simétrica (en X). Si no es posible voltear las barras, pueden utilizarse también especialmente si se trata de barras de diámetros medios o pequeños, las preparaciones en V o en U, siempre que se adopten las medidas necesarias para asegurar una penetración completa y una raíz sana de la soldadura.

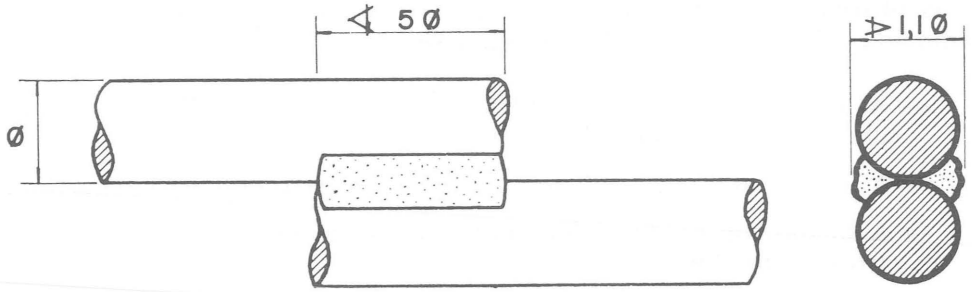


Fig. 13.26. Empalme soldado por solapo.

En los empalmes a solapo por soldadura eléctrica deberá asegurarse la penetración del cordón a lo largo de la zona en la que las dos barras quedan en contacto. Para ello conviene soldar por ambos lados de la generatriz de contacto. Cuando el espesor de garganta sea igual a $\varnothing/2$ (como normalmente debe ocurrir), la longitud eficaz del cordón de cada lado no será inferior a 5 $\varnothing$.

En caso de que no sea posible soldar más que un lado (lo que nunca es aconsejable), la longitud eficaz de este cordón único será, por lo menos, igual a 10 $\varnothing$.

Cualquiera que sea el tipo de soldadura empleado, se recomienda que el sobrespesor de la junta, en la zona de mayor recargo, no exceda del 10 % del diámetro nominal del redondo empalmado.

14 armaduras

Clasificación ✡ Organización en obra ✡ Armaduras Tipo Pilares ✡ Vigas ✡ Losas ✡ Placas ✡ Piezas especiales ✡ Apoyos

Clasificación

Las diferentes clases de armaduras que pueden intervenir en la construcción de una pieza de hormigón armado se clasifican en:

- ARMADURAS LONGITUDINALES
  - PRINCIPALES
    - DE TRACCION
    - DE COMPRESION
  - DE MONTAJE
  - DE REPARTO
- ARMADURAS TRANSVERSALES
  - BARRAS DOBLADAS
  - CERCOS
  - ESTRIBOS
  - HORQUILLAS
  - ZUNCHOS
  - REDES ORTOGONALES
- ARMADURAS DE ATADO
  - DE NUDO
  - DE COSIDO

1. Armaduras longitudinales

Las ARMADURAS LONGITUDINALES PRINCIPALES son las encargadas de absorber los esfuerzos normales en cada sección transversal de la pieza, y deben ocupar una posición: periférica en pilares y tirantes; y en las zonas superior e inferior, en arcos y vigas.

Cuando en una de las esquinas no es necesaria, desde el punto de vista del cálculo, la colocación de una armadura longitudinal principal, desde

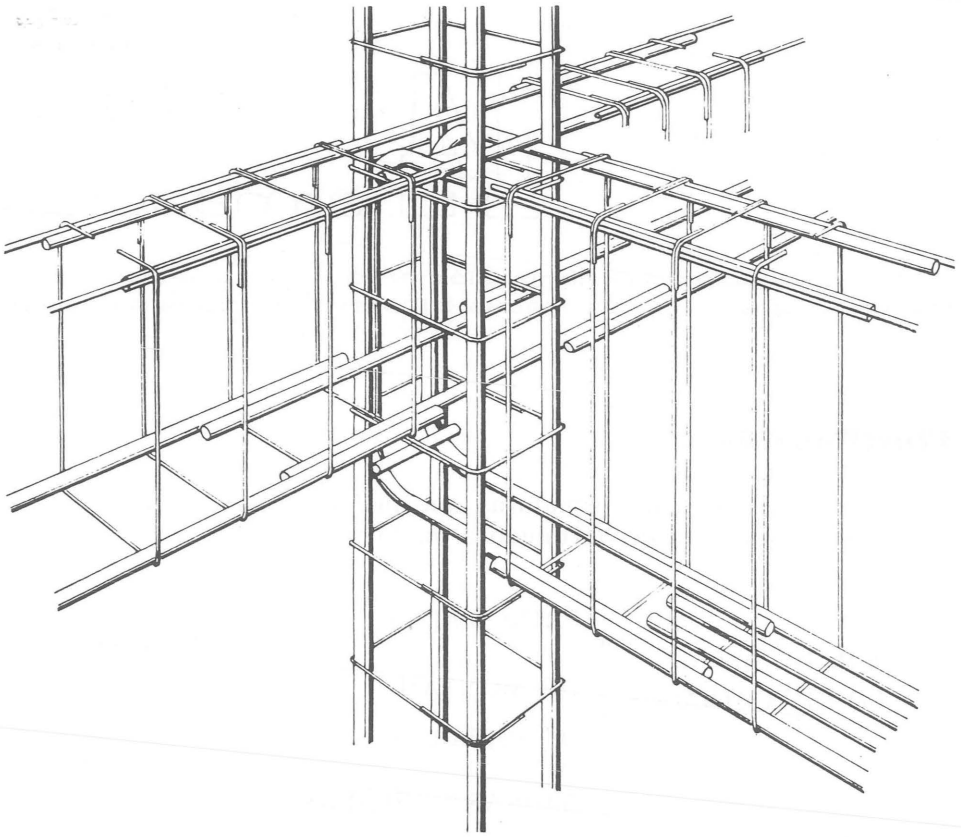


Fig. 14.1. Diferentes clases de armaduras en un nudo exterior de vigas y pilares.

el punto de vista constructivo es preciso colocar una ARMADURA LONGITUDINAL DE MONTAJE, de pequeño diámetro, con objeto de facilitar la colocación y montaje de las armaduras transversales.

Las ARMADURAS LONGITUDINALES DE REPARTO se emplean en elementos superficiales (losas, forjados...) en dirección ortogonal respecto a las armaduras longitudinales principales, y tienen por misión el reparto de cargas y deformaciones en el sentido transversal.

2. Armaduras transversales

Las BARRAS DOBLADAS se incluyen entre las armaduras transversales, pese a ser a veces prolongación de las longitudinales, porque su función es análoga a la de aquéllas, al contribuir a la absorción de los esfuerzos cortantes.

Las armaduras transversales propiamente dichas cumplen además otras tres funciones importantes:

A. Producir un cierto efecto de zunchado del núcleo de hormigón que encierran.

B. Coartar el pandeo de las armaduras longitudinales en compresión.

C. Facilitar el montaje y la permanencia de las armaduras en su posición correcta durante el hormigonado.

Este tipo de armadura transversal puede adoptar la forma de:

— CERCO, o atado perimetral de todas las barras longitudinales. Es la solución clásica más empleada.

— ESTRIBO, o atado de barras opuestas para definir cuchillos. Es solución obligada en los casos de pilares de gran sección o de vigas que han de soportar fuertes momentos flectores y esfuerzos cortantes.

— HORQUILLA, o estribo abierto, de uno o dos brazos, que se emplea frecuentemente en vigas sometidas a torsión.

— ZUNCHO, o atado helicoidal, empleado en pilares poco esbeltos pero con mucha carga, o en vigas sometidas a torsiones.

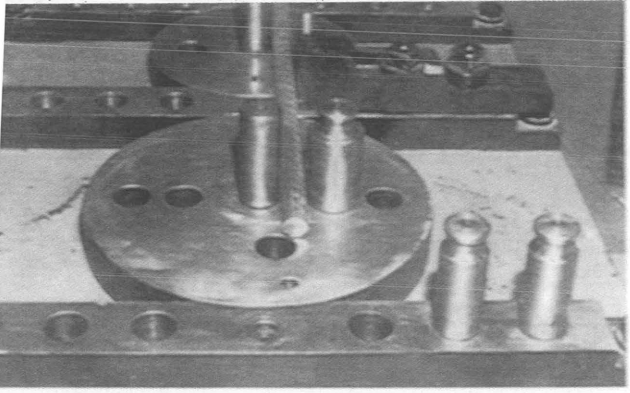
— RED ORTOGONAL, o cuadrícula perimetral con cuantías análogas en ambas direcciones, que sustituye a las horquillas y zunchos en vigas sometidas a torsiones.

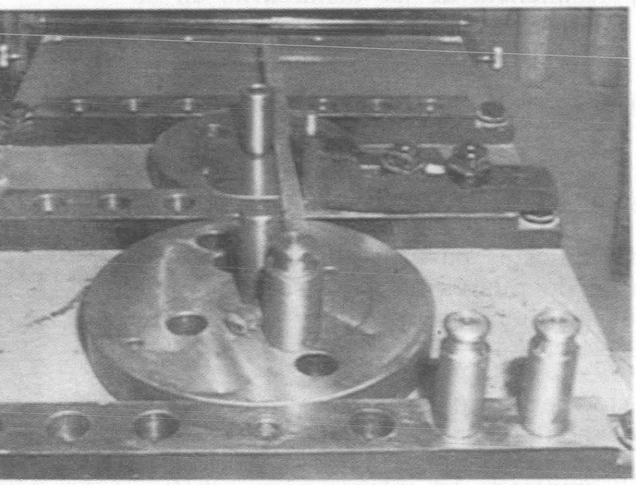
3. Armaduras de atado

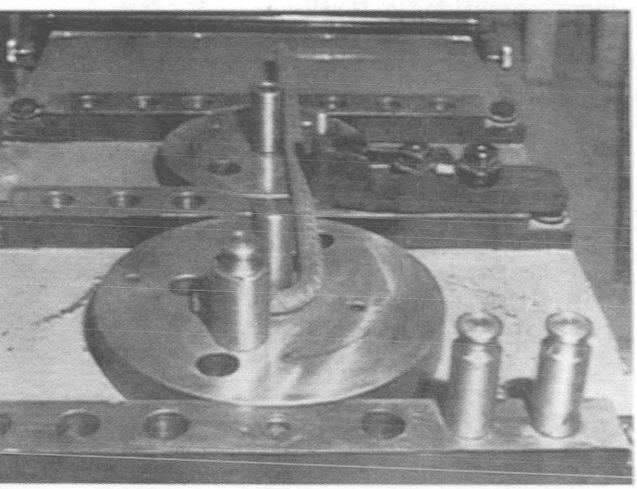
Están constituidas por los ATADOS DE NUDO y ARMADURAS DE COSIDO y que se realizan con ALAMBRES DE ATAR, o alambre de acero (no galvanizado) de 1 mm de ø.

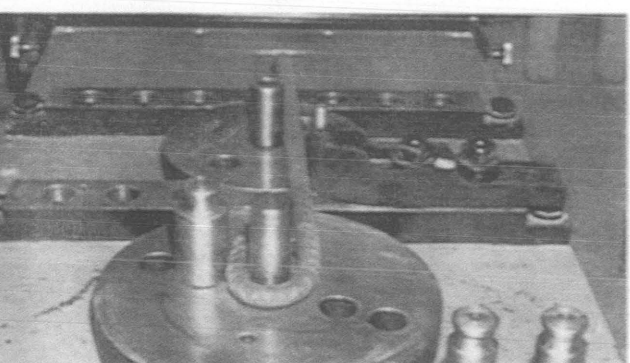
Organización en obra

La construcción en hormigón armado obliga a la ejecución de una serie de operaciones de las cuales unas corresponden a las armaduras y otras al hormigón. Las correspondientes a este último son las ya descritas —AMASADO, TRANSPORTE, PUESTA EN OBRA Y CURADO— mientras que las armaduras exigen la realización de las operaciones de ENDEREZADO, CORTE, DOBLADO, MONTAJE y COLOCACION.









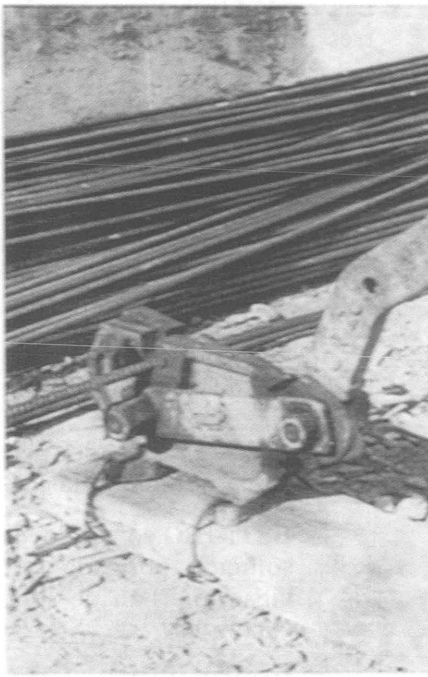


Fig. 14.2. Cizalla.

Fig. 14.3. Doblado de gancho de ancla en máquina.

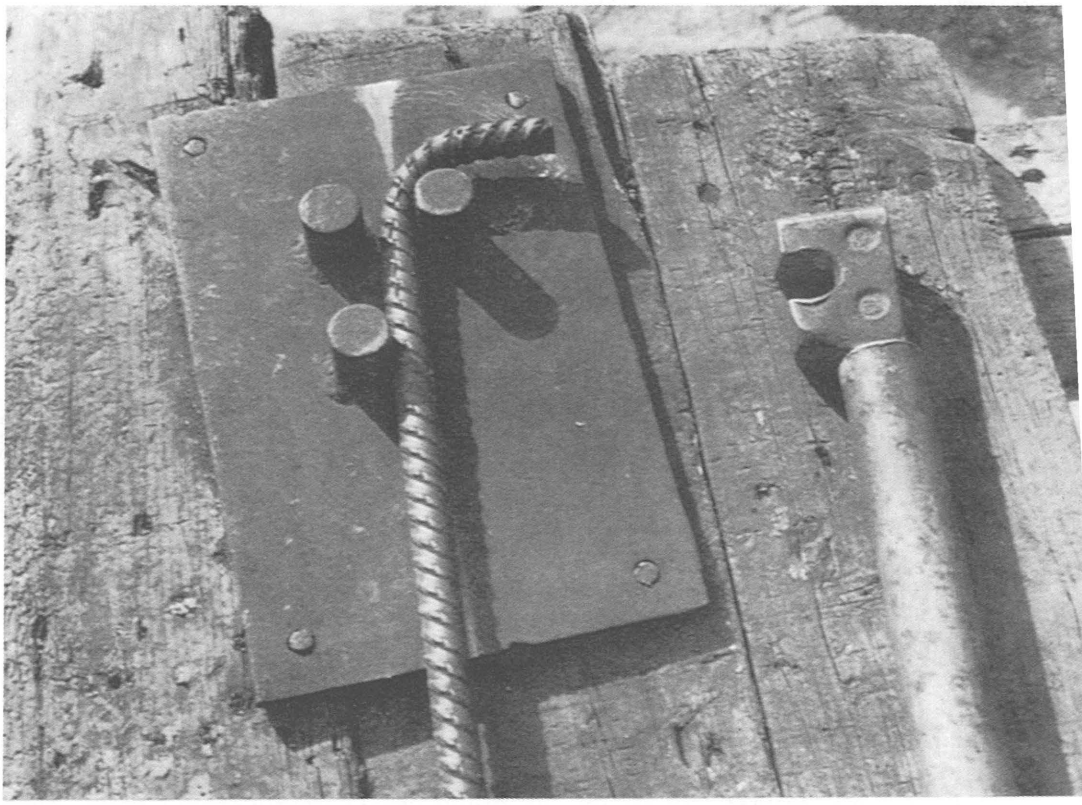


Fig. 14.4. Banco de ferrallista: plantilla y grifa.

Fig. 14.5. Montaje de armaduras a pie de obra.

1. Enderezado

Las armaduras de diámetro inferior a 12 mm llegan a obra en rollos, por lo que es necesario enderezarlos mediante estirado, con ayuda de una simple polea o cabrestante. Las armaduras de diámetro superior se suministran en horquillas —barras de 12 a 16 m de longitud dobladas por su mitad— y es preciso enderezarlas por desdoblado con grifa o a golpes.

2. Corte

Para cortar las armaduras a la longitud necesaria se emplea el CINCEL y MARTILLO para los pequeños diámetros, y la CIZALLA para los diámetros mayores.

3. Doblado

El doblado se efectúa con la GRIFA, herramienta formada por una barra metálica con dos salientes paralelos en uno de sus extremos, que definen una U, donde se introduce el redondo que se quiere doblar.

Si el doblado constituye una operación importante, por tratarse de muchas piezas iguales, se realiza en el BANCO DE FERRALLA. Este banco, análogo al de carpintero, permite dibujar sobre su tablero la plantilla de las armaduras con todos sus dobleces y se colocan clavos bellotes o trozos de armaduras, sólidamente clavados, en los puntos necesarios para obtener los dobleces deseados y con las curvaturas exigidas.

4. Montaje

Sobre caballetes o asnillas se montan las barras longitudinales de las esquinas de la pieza, y unos pocos cercos. Luego se monta el resto de las armaduras longitudinales y se termina colocando todos los estribos. Con alambre de atar se fija cada barra en su posición correcta, atando todos los nudos, para evitar el cambio de posición de las mismas. Si las armaduras son de acero soldable, pueden soldarse en vez de atarse los nudos, con lo que se obtiene mayor rigidez del conjunto de armaduras. De todos modos, cuando el conjunto no tiene rigidez suficiente, como ocurre, por ejemplo, en el caso de pilares esbeltos y poco armados, se refuerza dicha rigidez con barras inclinadas de montaje, que no cumplen ninguna función estructural.

5. Colocación

Las armaduras deben colocarse limpias de toda suciedad y óxido no adherente, para lo cual se cepillarán previamente con cepillo de alambre, si fuese necesario.

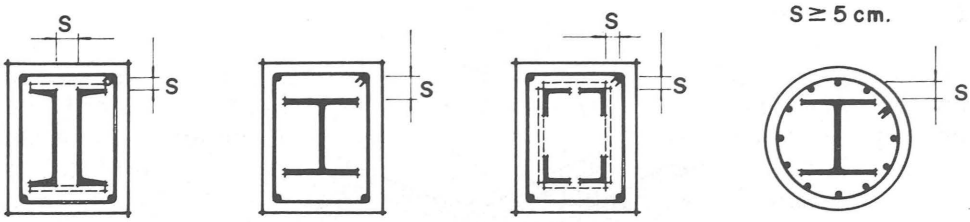


Fig. 14.6. Soportes compuestos: sección.

Las barras se fijarán entre sí en todos sus cruces, y se dispondrán los separadores necesarios para mantener la distancia prevista a los encofrados y que quede impedido todo movimiento de las armaduras durante el vertido y compactación del hormigón, a la par que permitan a éste envolverlas completamente, sin dejar coqueras. Estas precauciones deberán extremarse con los cercos de los soportes y las armaduras de trasdós de los forjados, losas, placas y voladizos, para evitar su descenso.

Los perfiles metálicos deben rodearse con alambres y adoptarse las disposiciones constructivas que se estimen más convenientes para asegurar su adherencia con el hormigón. Así, por ejemplo, en los soportes compuestos se utilizarán disposiciones constructivas del tipo de las reseñadas en la figura 14.6. Y para la transmisión de cortantes entre viga

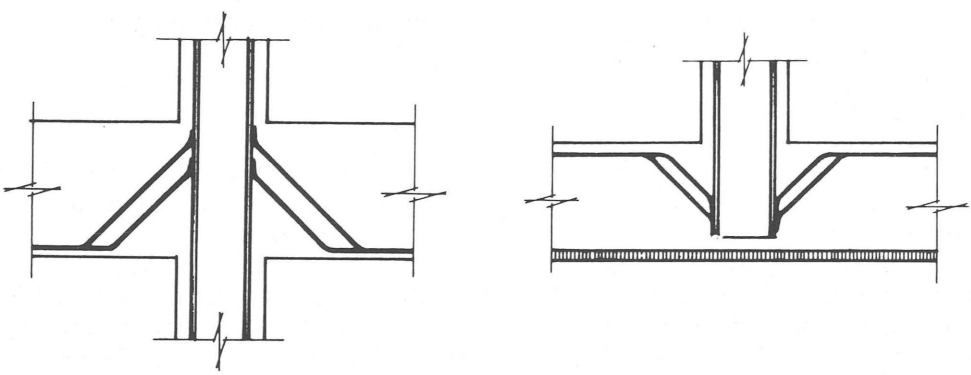


Fig. 14.7. Soportes compuestos: anclaje.

y soporte compuesto, o en la cimentación de pequeños soportes compuestos, pueden emplearse armaduras dobladas, soldadas a los perfiles (figura 14.7).

Otro caso frecuente de empleo de perfiles metálicos de refuerzo lo constituyen las crucetas de absorción de cortantes en forjados reticulados,

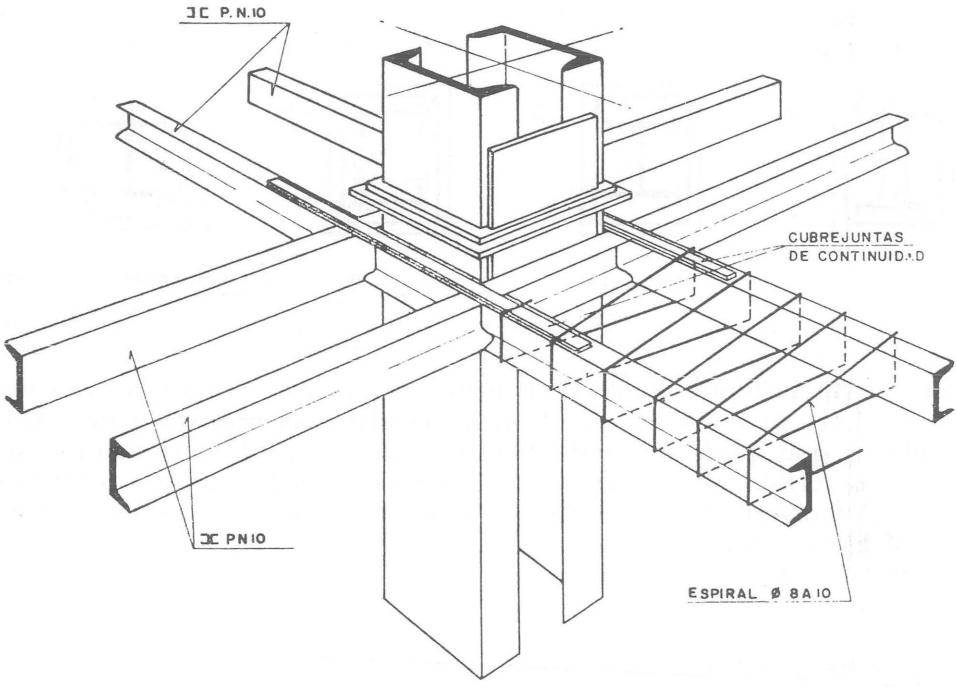


Fig. 14.8. Armaduras y perfiles metálicos de refuerzo de capitel.

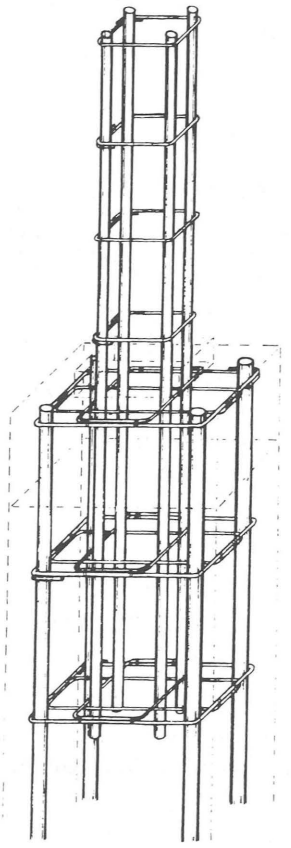
sin vigas, con soportes de hormigón armado o metálicos. Y en estos casos, para poder garantizar su eficacia, es preciso envolverlos con estribos rectos o en espiral (fig. 14.8).

* * *

El taller del FERRALLISTA es, pues, fácil de montar, pero exige hacer los planos de obra que sean de fácil interpretación. Por regla general no es necesario dar el despiezo de cada hierro, sino que basta dar un plano a escala no menor de 1:20, y señalar en él el número de armaduras, con su diámetro, que pasen por cada sección, así como las cotas de extremos de barras o puntos de doblado. Normalmente tampoco es necesario señalar los puntos de empalme, sino destacar que dichos empalmes no deben situarse en las zonas de máxima solicitación, y que no coincidan más de la cuarta parte de las armaduras empalmadas en el mismo punto. Estas observaciones, en la práctica, no se cumplen ni en pilares ni en vigas.

En efecto: al preparar el empalme de las armaduras de pilares, es técnica corrientemente empleada en obra, el empalmar todos a la misma

altura, lo cual es siempre admisible con tal que las longitudes de solapo estén atadas como mínimo por tres cercos (fig. 14.9).



En vigas, se suelen preparar a pie de obra las armaduras de cada viga independientemente, con lo que resulta que casi todas las armaduras longitudinales se empalman en el nudo. Esta práctica es aceptable siempre que no dificulte el hormigonado y que el suplemento de armaduras de momento negativo, en el caso de ser necesarias, se coloquen en último momento y pasando de viga a viga. De todos modos, siempre podrá recurrirse a aligerar el nudo de empalmes, cuando sea preciso, mediante la solución reseñada en la figura 14.10.

Fig. 14.9. Empalme de armaduras de pilar, con gran reducción de sección.

Armaduras Tipo

Cuando se plantea el problema teórico del cálculo de un elemento constructivo de hormigón armado, de una viga por ejemplo, se puede determinar la armadura longitudinal que precisa cada sección, puntos de doblado, separación de estribos, etc. Pero en la realidad, son muy pocas las veces que se presenta el caso de una viga aislada sometida a una ley de cargas perfectamente definida y fija. Lo normal es que se trate de una viga de varios tramos, o estructura reticulada, en las que al considerar las sucesivas hipótesis de cargas (permanentes, de uso, viento, seísmos...) y las posibles combinaciones de tramos cargados y descargados se obtienen diferentes gráficos de esfuerzos, en los que sus valores y puntos de momento nulo cambian de magnitud y de lugar. En la figura 14.11 se puede ver un caso de viga de tres tramos; y parece

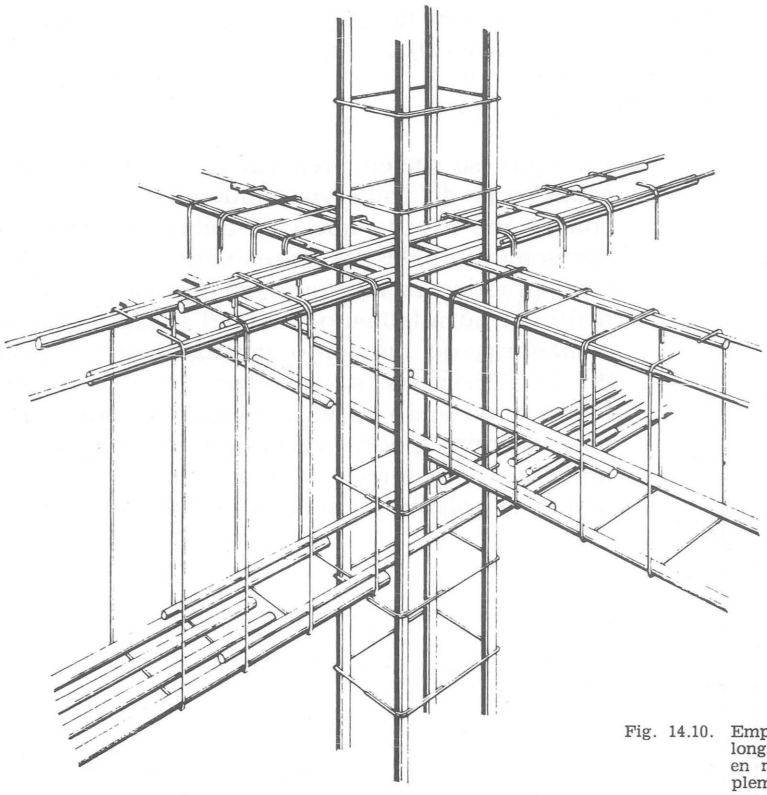


Fig. 14.10. Empalme de armaduras longitudinales de vigas, en nudo, con barras suplementarias de empalme.

claro que en estos casos hay que considerar la envolvente general de todas las gráficas obtenidas. ¿Pero con ello se han agotado todas las posibles soluciones?... Por ello, en la práctica, se tiende a TIPIFICAR las armaduras para las estructuras no excepcionales, fijando tipos y dimensiones ya sancionadas por la práctica, y que simplifican y clarifican notablemente el trabajo. Estas ARMADURAS TIPO se aplican fundamentalmente a los elementos constructivos más simples: pilares, vigas, losas y placas.

En las armaduras tipo que se reseñan a continuación, se ha supuesto el empleo de barras corrugadas, por lo que si se emplean barras lisas será preciso añadir los terminales en patilla o gancho correspondientes.

Pilares

Las armaduras tipo de PILARES están constituidas, en primer lugar, por barras longitudinales que se colocan perimetralmente en la sección transversal, en esquinas y puntos intermedios, con recubrimientos mínimos de un diámetro, excepto en las pilas y machones de arranque de

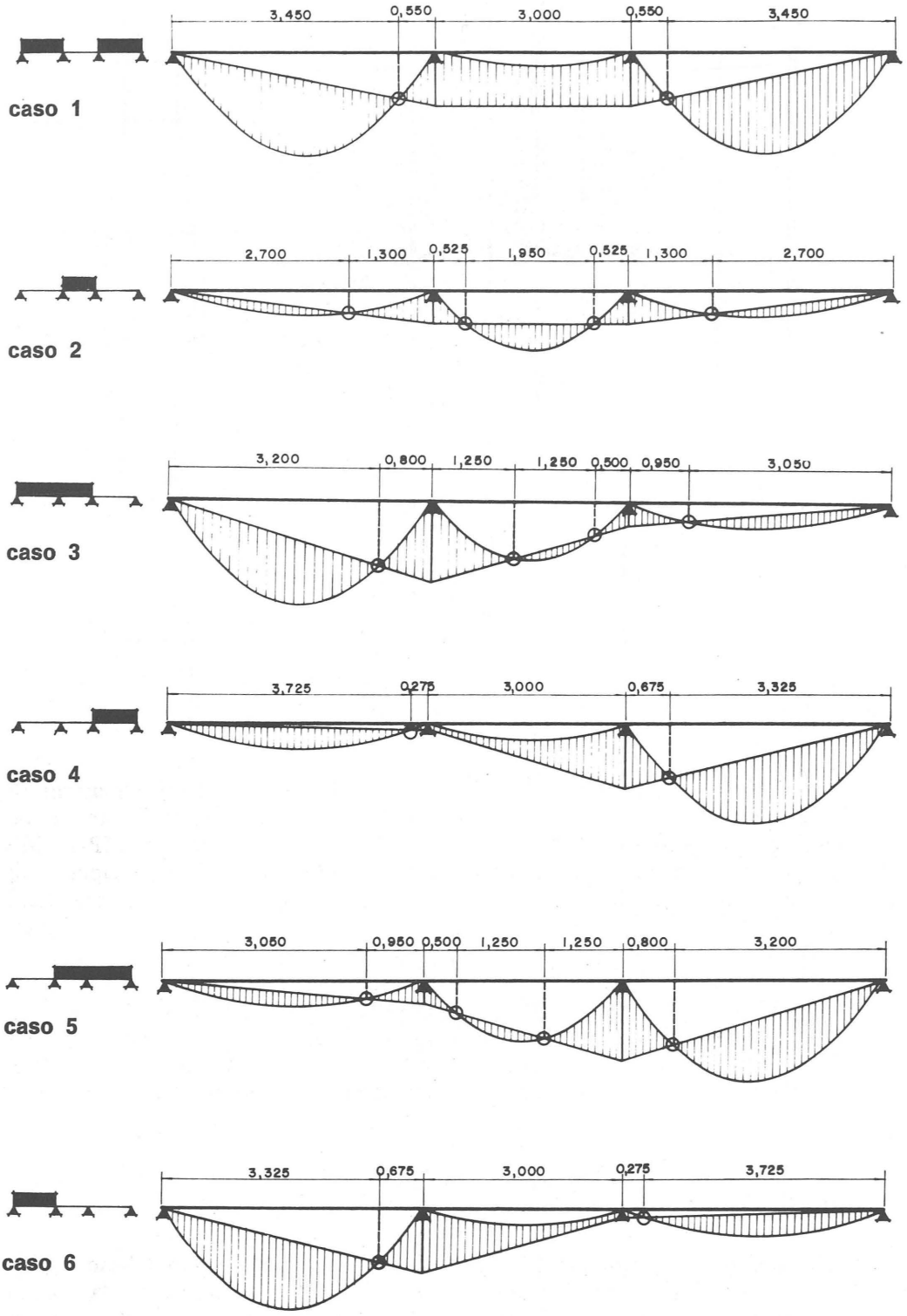


Fig. 14.11. Gráficas de momentos, con sobrecargas de valor triple al del peso propio.

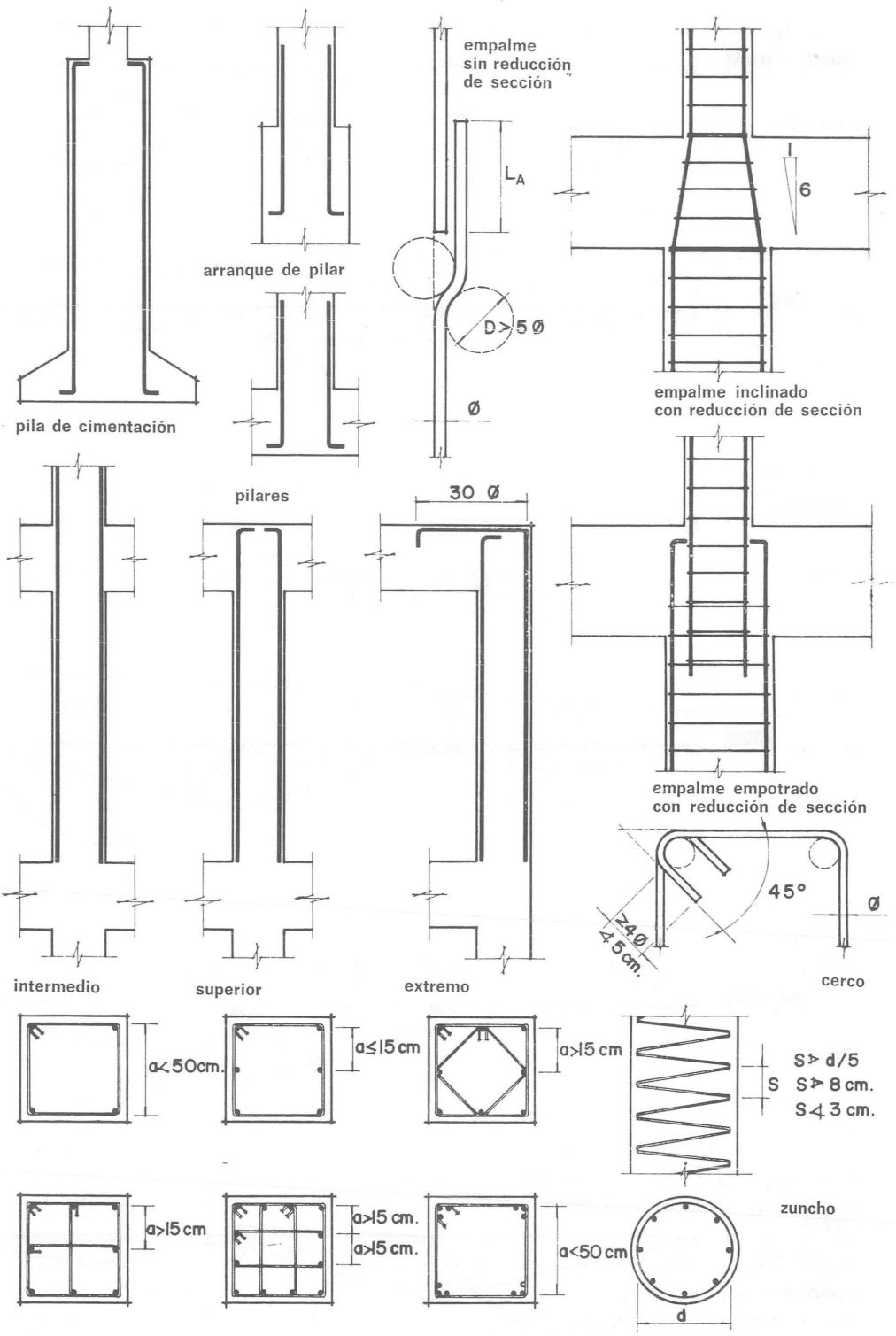


Fig. 14.12. Armaduras tipo de pilares.

cimentación cuyos recubrimientos deberán ser iguales a dos diámetros. Sus soluciones tipo son las siguientes (fig. 14.12):

— Armadura longitudinal de pila de arranque de cimentación, de anclaje de pilar, o de macho de cimentación.

— Armadura longitudinal de enano empotrado en zapata de cimentación, de anclaje de pilar.

— Armadura longitudinal de pilar normal.

— Armadura longitudinal de pilar superior intermedio.

— Armadura longitudinal de pilar superior extremo.

En segundo lugar, las armaduras tipo de pilares están constituidas por armaduras transversales, que pueden ser de los siguientes tipos:

CERCOS: Son armaduras perimetrales que abrazan y atan a todas las barras longitudinales. Cuando no se hace indicación expresa sobre ellos, se entiende que dichos cercos son:

1. De diámetro cuarta parte de las armaduras longitudinales más gruesas

$$\varnothing_c = \frac{\varnothing_{max}}{4} .$$

2. Que se deben colocar a una separación s_1 igual a quince veces el diámetro de la barra longitudinal más fina, pero sin sobrepasar la dimensión mínima del núcleo del soporte, ni a 25 cm

$$s_1 = 15\ \varnothing_{min} \not> \begin{cases} d \\ 25\ \text{cm} \end{cases}$$

ESTRIBOS: Destinados a atar armaduras opuestas para poder garantizar su trabajo a compresión, sin que se produzca el peligro de pandeo.

La necesidad de empleo de estribos, de sección y separación análoga a la de los cercos, con los que alterna, es consecuencia de que así como las barras de esquina están atadas de forma efectiva por los cercos, las barras situadas en las caras no están suficientemente atadas en cuanto que su separación de la esquina es superior a 15 cm. Estas circunstancias hacen que se recomienden las disposiciones típicas reseñadas en la figura.

ZUNCHOS: Son armaduras transversales definidas por un atado helicoidal cuya separación, que es el paso de hélice, no podrá exceder de la quinta parte del diámetro del núcleo zunchado, ni de 8 cm, para poder tener en cuenta el efecto de zunchado sobre el incremento de resistencia del pilar.

Vigas

Las armaduras tipo de vigas ofrecen soluciones distintas según que se trate de: VIGAS APOYADAS AISLADAS, VIGAS CONTINUAS O EMPOTRADAS, VIGAS EN VOLADIZO y VIGAS DE GRAN CANTO.

1. Vigas apoyadas

Sus armaduras tipo son las siguientes (fig. 14.13):

— Armadura longitudinal superior, de compresión o montaje.
— Armadura longitudinal inferior, de tracción.
— Armaduras de refuerzo de tracción un vano.

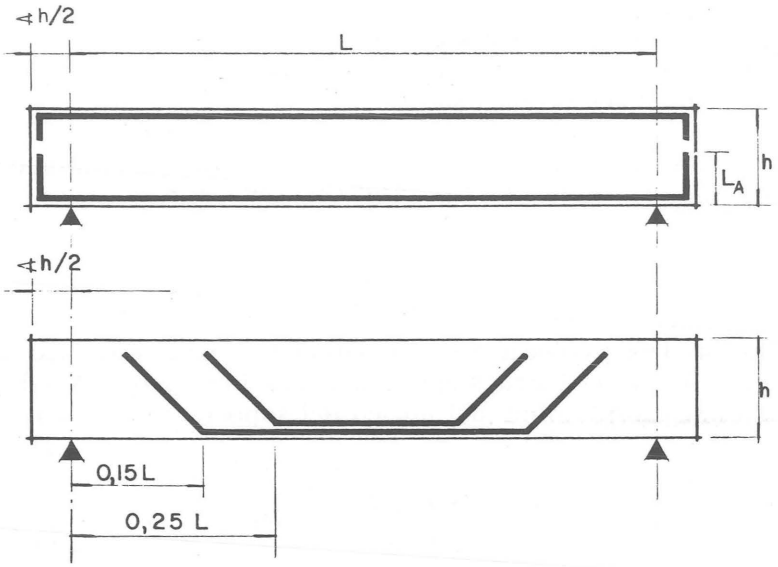


Fig. 14.13. Armaduras tipo de vigas apoyadas.

2. Vigas continuas

Sus armaduras tipo, en el caso de vigas intermedias, responden a las siguientes soluciones (fig. 14.14):

— Armadura longitudinal superior, que en este caso es de tracción junto a los apoyos y de compresión en vano, o de montaje.
— Armadura longitudinal inferior, de compresión junto a los apoyos y de tracción en vano.
— Armadura longitudinal doblada, de tracción tanto en apoyos como en vano. Sus variantes son con doblado de $1/5\,L$ si acaban en un mismo punto; y de $1/4\,L$ y $1/8\,L$ si se emplean dos longitudes de refuerzo.

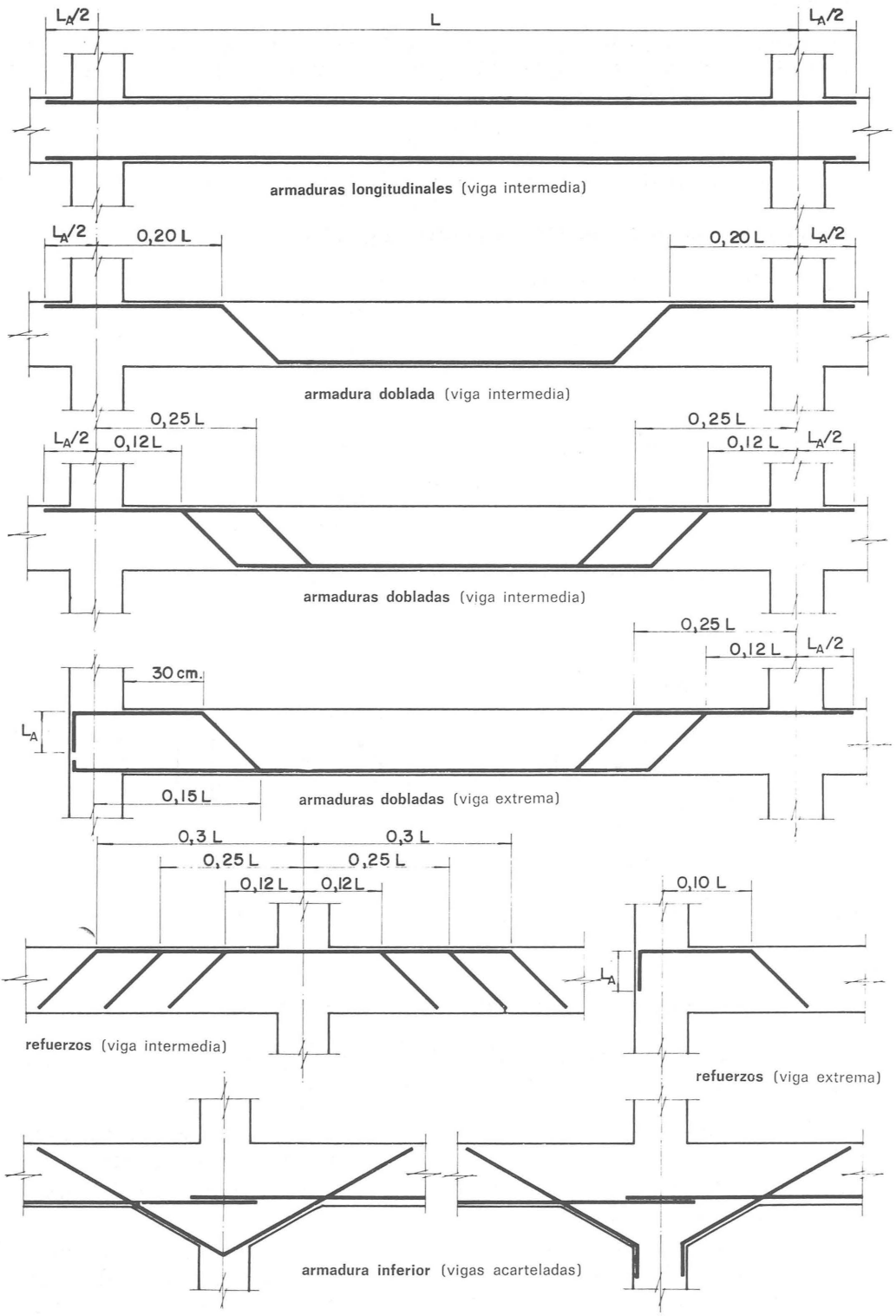


Fig. 14.14. Vigas continuas.

— Armadura de refuerzo de momento negativo. Sus variantes en longitud son: 1/5 *L* si son todas iguales; 1/4 *L* y 1/8 *L* si son dos; 1/3 *L*, 1/4 *L* y 1/8 *L* si son tres.

Cuando se trata de vigas extremas, aparecen las siguientes variantes:

— Armadura longitudinal doblada, de tracción en apoyos y vanos, con final a: 0 *L* (recta y doblada) ó 0,15 *L* en cara inferior.

— Armaduras de refuerzo de momento negativo. Sus variantes son: 1/4 *L*, 1/8 *L* y 1/16 *L*.

3. Vigas en voladizo

En estos casos, tan importante como la disposición de sus armaduras es el necesario anclaje de las mismas para equilibrar el momento de vuelco. Sus tipos son (fig. 14.15):

— Armadura longitudinal superior, de tracción.

— Armadura longitudinal inferior, de compresión o montaje.

— Armaduras de refuerzo de momento negativo, con variantes de longitudes: 1/2 *L* ó 2/3 *L* y 1/3 *L*.

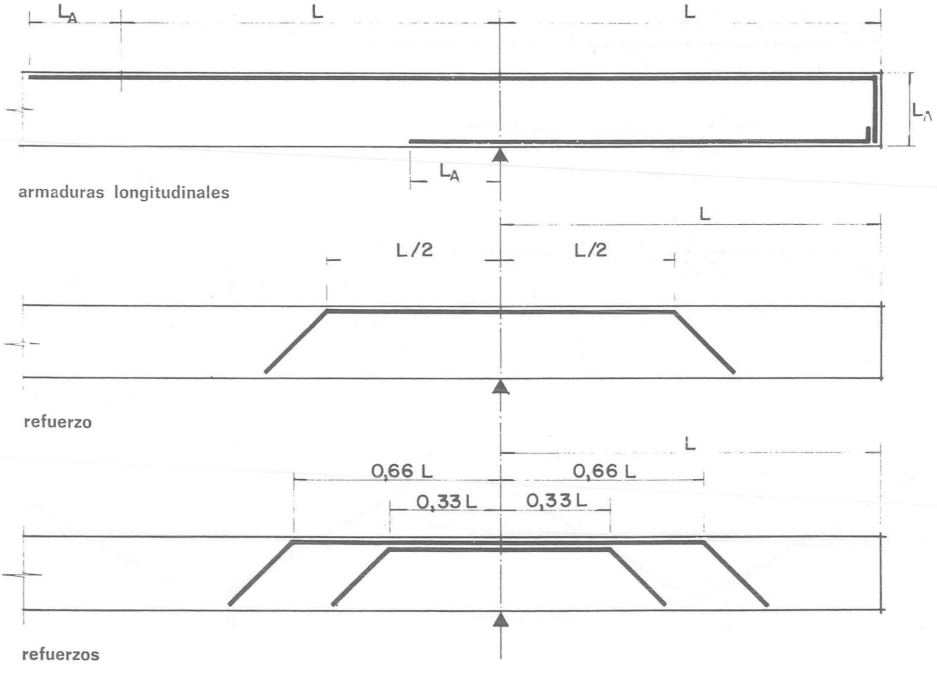


Fig. 14.15. Vigas en voladizo.

Las armaduras transversales, en vigas, responden a los siguientes tipos (fig. 14.16):

1. BARRAS DOBLADAS, de absorción de esfuerzo cortante, cuya posición debe estar presidida por los siguientes criterios:

   A. Las primeras barras dobladas no deben distar de la cara del pilar más de la mitad del canto entre armaduras, d.

   B. La separación máxima entre sucesivas barras es de $1{,}5\,d$, por alternar con estribos, pero no es recomendable pasar del valor d, y lo más frecuente es emplear separaciones de valor $d/2$.

2. CERCOS, o atados perimetrales de las secciones transversales, cuya separación s deberá ser no mayor que quince veces el diámetro de la barra comprimida más fina ni que $0{,}85\,d$, y cuya sección tendrá como diámetro, en general, la cuarta parte del diámetro de la barra longitudinal más gruesa.

   En ciertos casos singulares pueden emplearse cercos abiertos:

   A. En vigas con forjado empotrado, para facilitar las operaciones de colocación de las armaduras de momento negativo de los forjados y de hormigonado. Pero sólo podrán emplearse en vigas interiores, y con cercos que cumplan las condiciones reseñadas en la figura 14.16.

   B. En vigas de borde, con forjado empotrado, si las armaduras negativas del forjado van dispuestas a separaciones coincidentes con los estribos, siempre que las armaduras del forjado se completen con el correspondiente solapo.

   C. En cualquier viga, cuando una vez colocados los cercos cerrados a la separación correspondiente al canto, sea preciso colocar cercos intermedios para reforzar la capacidad de absorción a esfuerzo cortante (fig. 14.17).

3. ESTRIBOS, o armaduras transversales de atado de barras opuestas. Suelen emplearse en el caso de grandes vigas, para formar cuchillos independientes, que facilitan el montaje de la armadura total por partes.

4. HORQUILLAS, o armaduras transversales abiertas, en forma de U, y que permiten la fácil organización constructiva de zunchos de distinta inclinación en caras laterales opuestas, para la absorción de torsiones.

5. ZUNCHOS, o armaduras de trazado helicoidal para la absorción de torsiones.

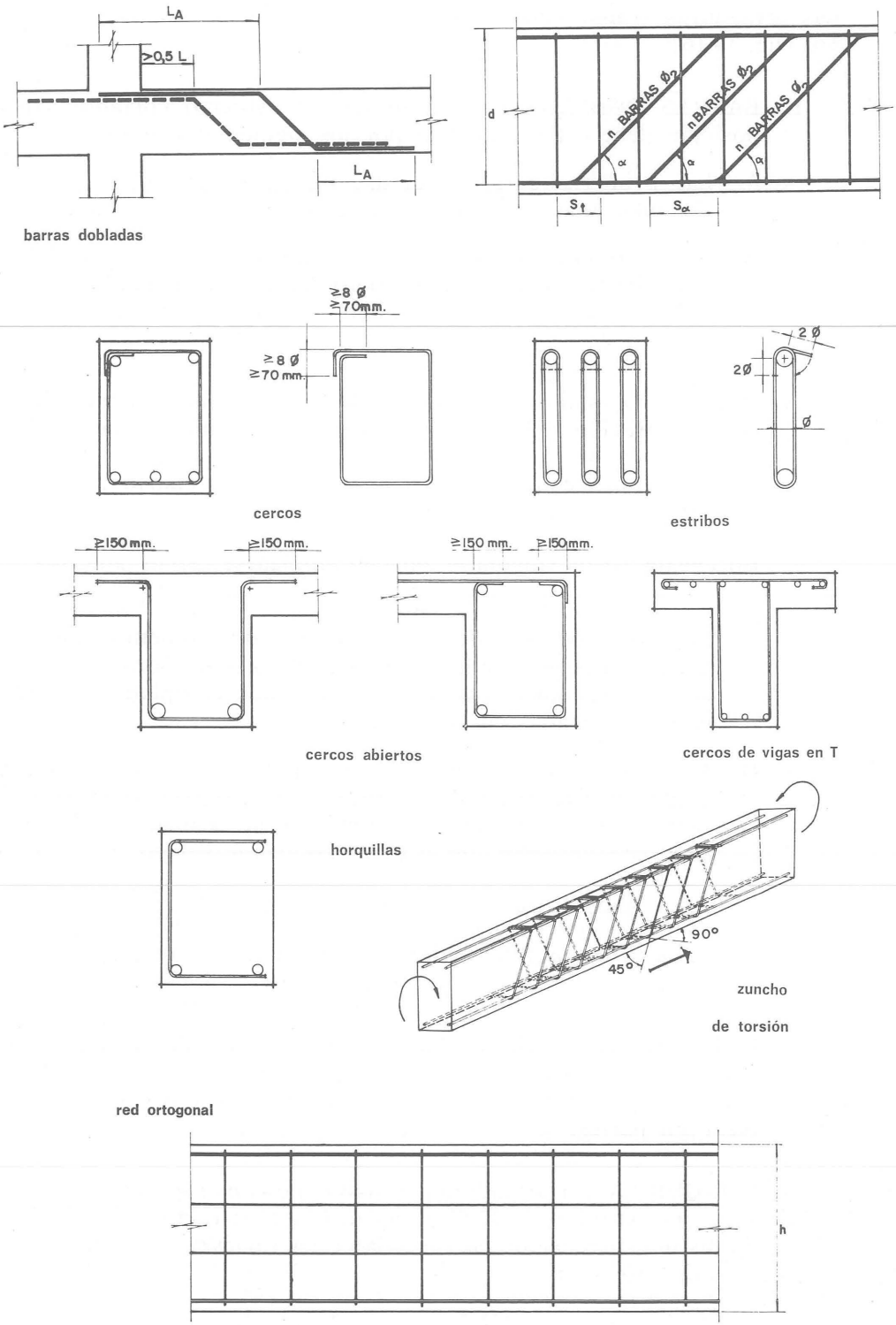


Fig. 14.16. Armaduras transversales en vigas.

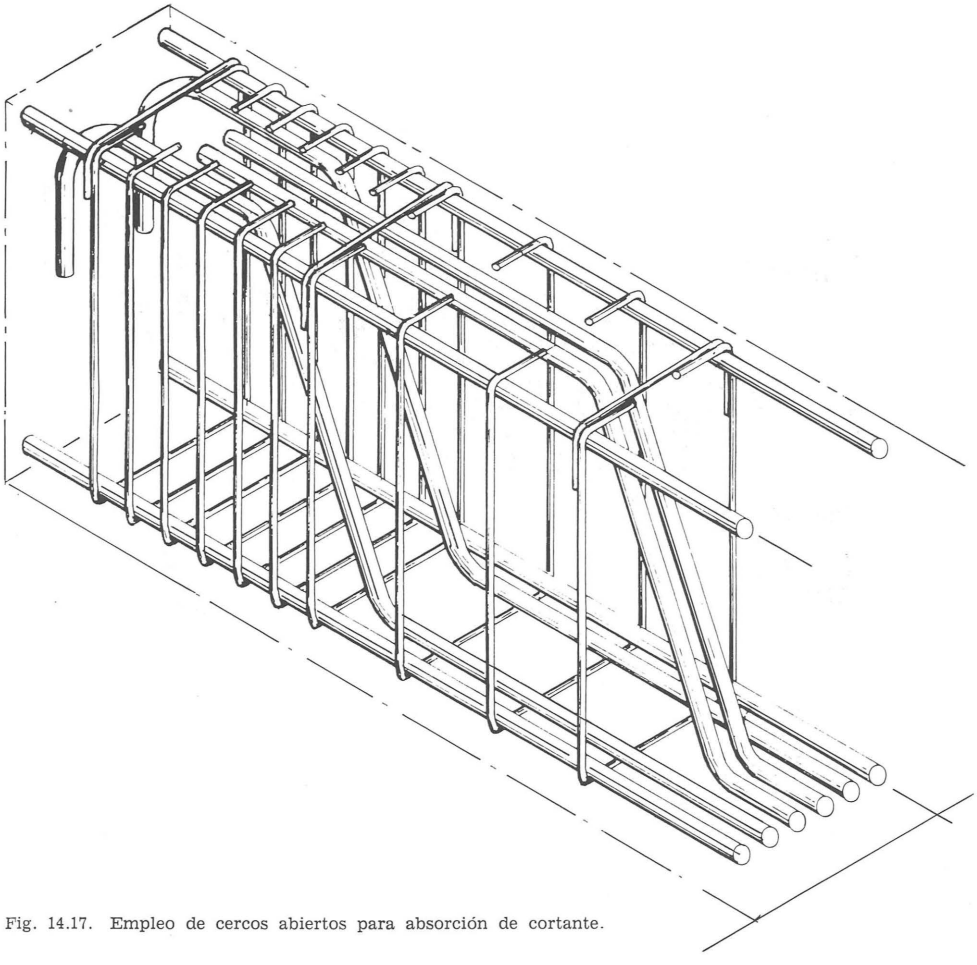


Fig. 14.17. Empleo de cercos abiertos para absorción de cortante.

6. CUADRICULAS PERIMETRALES, cuya sencillez permite sustituir ventajosamente, desde el punto de vista constructivo, a las horquillas y zunchos, debiendo emplearse armaduras con secciones equivalentes en ambas direcciones.

4. Vigas de gran canto

Cuando una viga necesita un canto superior a 50 cm, la separación entre sus armaduras principales de tracción y compresión sobrepasa del límite establecido para que la pieza pueda ser considerada como un elemento estructural de hormigón armado. En estos casos es obligada la colocación de armaduras longitudinales en las caras laterales, cuya separación vertical no debe sobrepasar los 30 cm, ni ser de diámetro inferior a 10 mm si son de acero ordinario y a 8 mm si son corrugadas.

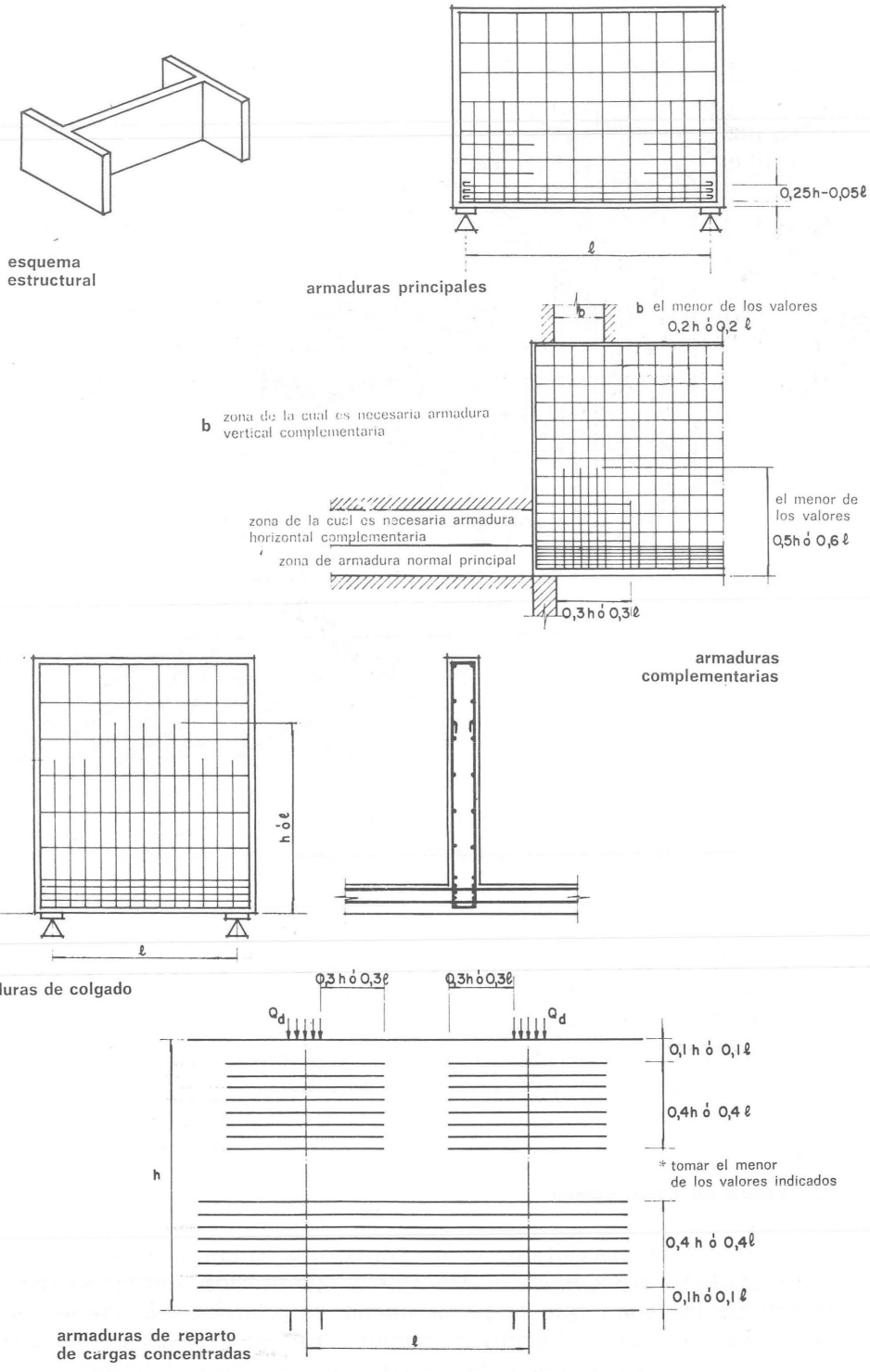


Fig. 14.18. Armaduras tipo de vigas de gran canto.

Pero si el canto sigue aumentando, llega un momento en que su comportamiento estructural varía de forma sensible, tomando la denominación de VIGAS DE GRAN CANTO. Se consideran vigas de gran canto a las vigas rectas, generalmente de sección constante y cuya relación entre luz, l, y el canto total, h, es inferior a 2, en las vigas simplemente apoyadas, o a 2,5 en las vigas continuas.

En este tipo de vigas aparecen claramente diferenciadas las siguientes armaduras tipo (fig. 14.18):

— Armaduras longitudinales principales, inferior y superior, deberán alojarse en las zonas comprendidas, arriba y abajo, por la siguiente limitación:

$$0{,}25\,h - 0{,}05\,l\ .$$

La armadura principal de tracción en el vano —inferior— se dispondrá sin reducción de sección en toda su longitud. Por el contrario, la armadura principal de tracción sobre apoyos —arriba— sólo se extenderá su mitad en toda su longitud, mientras que la otra mitad podrá interrumpirse a una distancia de apoyo considerado, igual a la menor de las dos dimensiones, $0{,}4\,h$ y $0{,}4\,l$.

— Armaduras horizontales complementarias, junto a las zonas de apoyo, y con amplitud del menor de los valores, $0{,}3\,h$ y $0{,}3\,l$.

— Armaduras verticales complementarias, también junto a las zonas de apoyo, y con longitudes de barras iguales al menor de los valores, $0{,}5\,h$ y $0{,}6\,l$.

— Armaduras de alma, definidas por una cuadrícula en cada cara, de cercos verticales y barras horizontales, cuyas cuantías geométricas deben ser del 0,25 % con acero normal y de 0,20 % con aceros especiales.

— Amaduras de colgado, sólo necesarias en el caso de que las cargas actúen en la parte inferior de la viga de gran canto, con objeto de poder asegurar su transferencia a la totalidad de la viga, y que están definidas por horquillas verticales, ancladas en tracción, de altura variable entre los menores valores de $0{,}8\,h - 0{,}8\,l$ y $h - l$.

Losas

Son elementos estructurales planos, de espesor constante, y sustentadas en bordes paralelos opuestos, a modo de vigas de gran anchura y reducido canto. Sus armaduras tipo son (fig. 14.19):

— Armadura longitudinal principal de momento positivo; recta y en cara inferior.

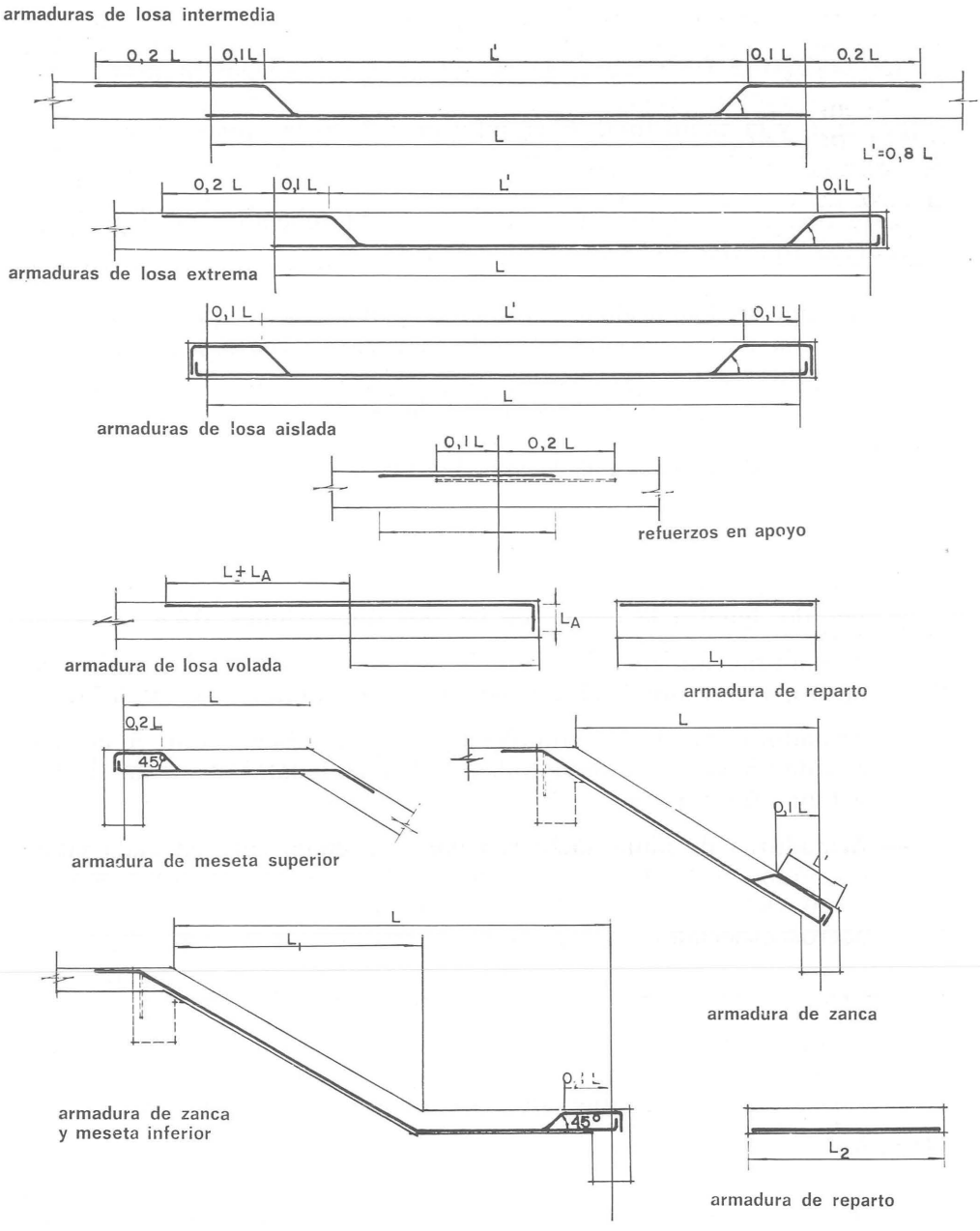


Fig. 14.19. Armaduras tipo de losas.

— Armadura longitudinal principal de momento positivo y negativo, con barra levantada.

— Armadura de refuerzo de momento negativo.

— Armadura transversal de reparto.

En general, dos tercios de las armaduras principales corresponden al tipo de barra levantada, y el tercio restante son rectas, de momento positivo. Los refuerzos de momento negativo, en la cuantía necesaria, se dimensiona para la luz mayor de las dos a que corresponde y se coloca, por mitad, alternativamente respecto al eje de apoyo, con los dos décimos de la luz mayor para un lado, y el décimo restante para el otro. La armadura transversal de reparto debe disponerse, por metro lineal, con sección cuarta parte de la principal sobre la que se apoya (también por metro lineal) y con una separación máxima de tres veces el canto útil o 50 cm.

La distancia entre armaduras superior e inferior hay que garantizarla mediante el empleo de DISTANCIADORES, cuya forma más empleada es la asnilla metálica, que debe atarse entre armaduras, y en ningún caso apoyarse sobre el encofrado, pues se trata de una armadura de montaje y no de un separador.

* * *

Con frecuencia se recurre a resolver las zancas de escalera con losas quebradas de hormigón armado, y que, precisamente, por la singularidad de sus quiebros, exigen la definición de nuevos tipos de armaduras:

— Armadura de meseta superior, recta o con barra levantada.

— Armadura de meseta inferior, recta o con barra levantada.

— Armadura de plano inclinado entre jácenas, recta o con barra levantada.

En cada tipo existe la variante de con barra levantada o sin ella, colocándose la mitad de un tipo y la otra mitad del otro. Las armaduras de reparto son análogas a las ya señaladas para losas planas.

Placas

Son elementos estructurales planos, de espesor constante, que trabajan a flexión en las dos direcciones de su plano, y que pueden estar sustentadas sobre bordes paralelos o sobre apoyos aislados.

1. Placas sustentadas sobre bordes paralelos

Desde el punto de vista constructivo, el armar una placa es análogo a disponer sus armaduras como si se tratase de dos losas cruzadas, y cuyos momentos toman los valores que da el cálculo en función de dimensiones,

cargas y forma de sustentación. De acuerdo con ello, sus armaduras tipo son (fig. 14.20):

— Armaduras principales rectas, de momento positivo y negativo, colocadas de acuerdo con los criterios fijados en la figura 14.20.

— Armaduras de refuerzo de esquina de dos bordes apoyados, definidas por dos mallas ortogonales iguales, colocadas una en la cara superior y otra en la cara inferior. Su cuantía, en cada dirección, debe ser igual o superior al 75 % de la armadura necesaria para resistir el mayor momento de la placa, y deben extenderse en una zona cuadrada, de lado igual a la quinta parte del lado menor de la placa.

En general, no es necesario el empleo de armaduras de reparto, salvo que exista alguna zona con separaciones entre armaduras superiores

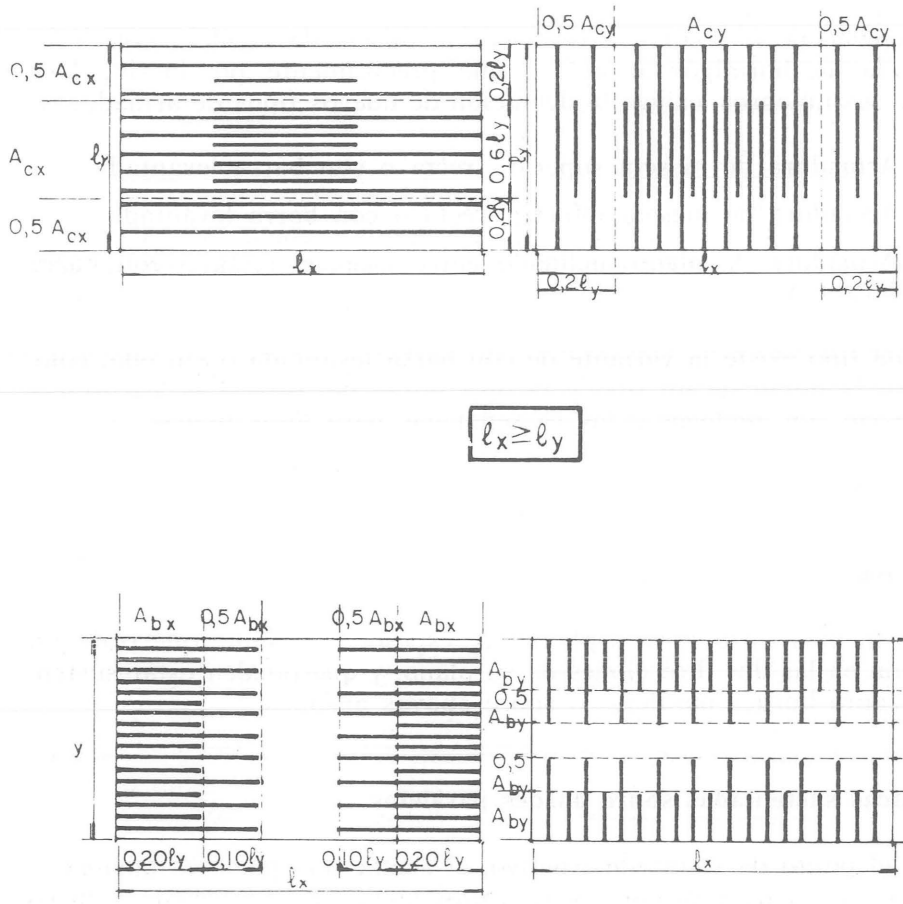


Fig. 14.20. Armaduras tipo de placas sobre apoyos continuos.

a 50 cm. Tampoco suelen precisar el empleo de estribos, pero sí exigen la colocación de separadores, asnillas..., que garanticen la inmovilidad de las armaduras y su correcta posición después del hormigonado.

2. Placas sobre apoyos aislados

Generalmente este tipo de placas está definido por estructuras planas, macizas o aligeradas con nervios en dos direcciones perpendiculares, que no poseen, en general, vigas para transmitir las cargas a los apoyos y descansan directamente sobre soportes, con o sin capitel, dispuestos en planta según los nudos de una malla sensiblemente ortogonal. Sus dos variantes más características lo constituyen las PLACAS MACIZAS y las PLACAS ALIGERADAS.

1. *Placas macizas*

La separación entre armaduras principales no será superior a 25 cm, debiendo ser su diámetro no superior a la décima parte del espesor de la placa. Sus armaduras tipo son (fig. 18.11):

— Armaduras longitudinales, distribuidas en:

  — Bandas centrales, uniformemente.

  — Bandas de soportes: Las correspondientes a momentos flectores negativos: el 60 % uniformemente; el 40 % restante, uniformemente en las zonas marcadas en la figura 18.11, según que el pilar sea: sin capitel; con capitel, y con ábaco y capitel.

    Las armaduras superior e inferior correspondientes a la dirección menos solicitada, en cada recuadro, tendrán una cuantía de al menos el 25 % de las armaduras análogas en la dirección principal.

    En los bordes de las placas se dispondrá, además de la armadura resultante del cálculo de la placa, la correspondiente a las solicitaciones puntuales que eventualmente haya de considerarse.

— Armaduras de punzonamiento, constituidas por (fig. 14.21):

  — Cercos verticales o inclinados, dispuestos alrededor del soporte en una zona de anchura no meyor que 1,5 d, y a partir de una distancia de las caras del mismo menor de 0,5 d, y con separación entre ellos menor de 0,75 d.

  — Barras dobladas, dispuestas en una o dos capas, debiéndose colocar igual número en cada dirección y capa, conforme al esquema de la figura.

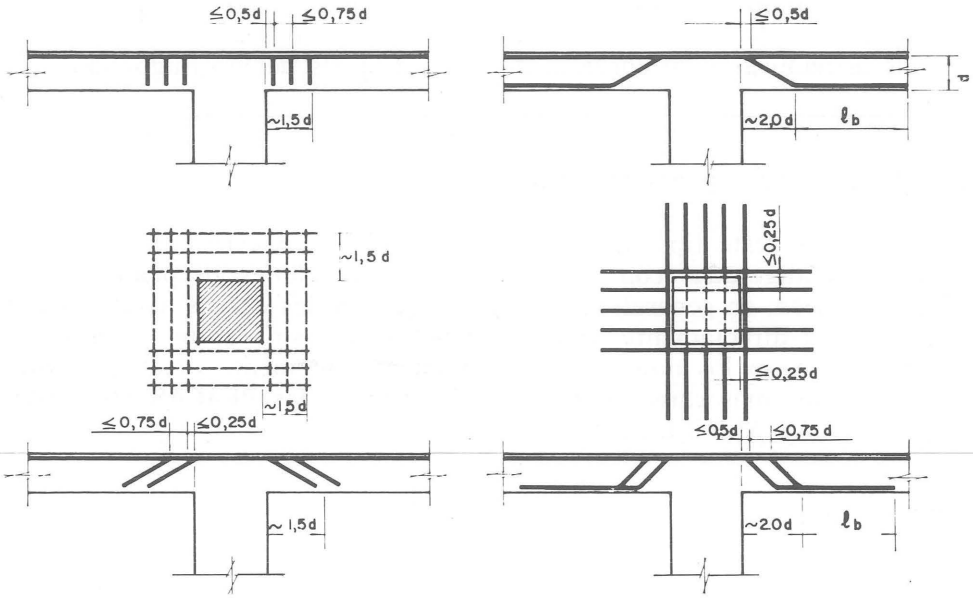


Fig. 14.21. Armaduras tipo para punzonamiento.

En el caso de existir huecos de paso en las placas, se tendrán en cuenta las siguientes circunstancias (fig. 14.22):

— Puede ser ignorada la presencia de toda perforación realizada junto a los pilares, siempre que su dimensión mayor sea inferior a la cuarta parte del lado del pilar, y a la mitad del espesor de la placa.

— Toda perforación situada a menos de seis veces el canto de la placa, de la cara de un pilar, obliga a no tener en cuenta la zona de cortante comprendida en la proyección radial de la perforación hecha desde el centro del pilar.

— Las dimensiones y situaciones de las perforaciones deberán cumplir las condiciones límites reseñadas en la figura.

— Las perforaciones o grupo de ellas, deberán poseer unas armaduras de refuerzo de borde según que sus dimensiones sean: $\leqslant 20$ mm; $\leqslant 50$ mm y < 1.000 mm.

2. *Placas aligeradas*

La distribución de las armaduras entre los nervios y ábacos de los recuadros se realiza conforme a lo señalado para las losas macizas, siéndoles igualmente de aplicación las limitaciones es-

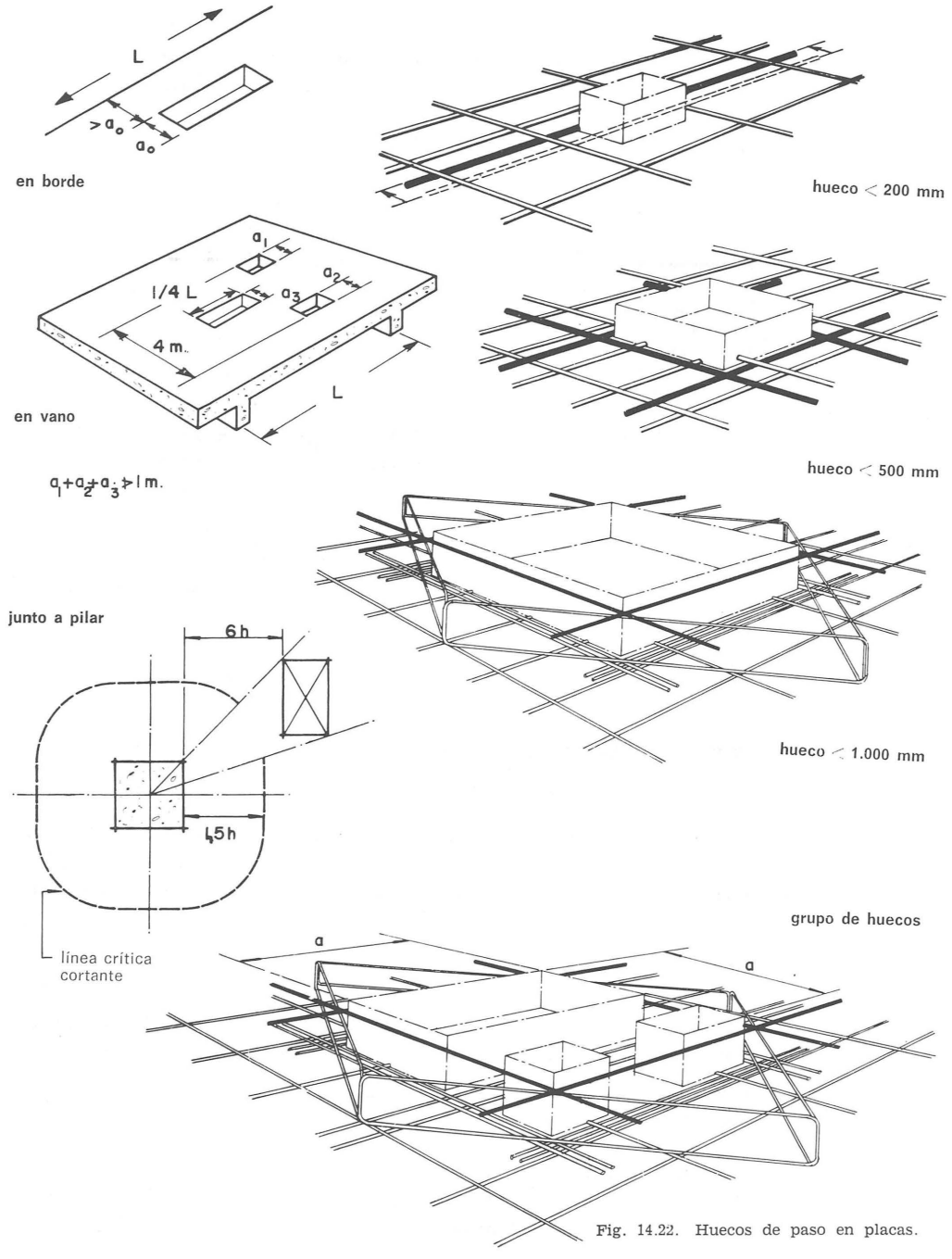


Fig. 14.22. Huecos de paso en placas.

tablecidas para el diámetro máximo de las armaduras y cuantía en la dirección menos solicitada. Del mismo modo se emplearán las armaduras de punzonamiento ya reseñadas.

En los nervios de borde de las placas aligeradas se dispondrán cercos con una separación entre ellos no mayor de 0,5 d, capaces de absorber las tensiones que se produzcan.

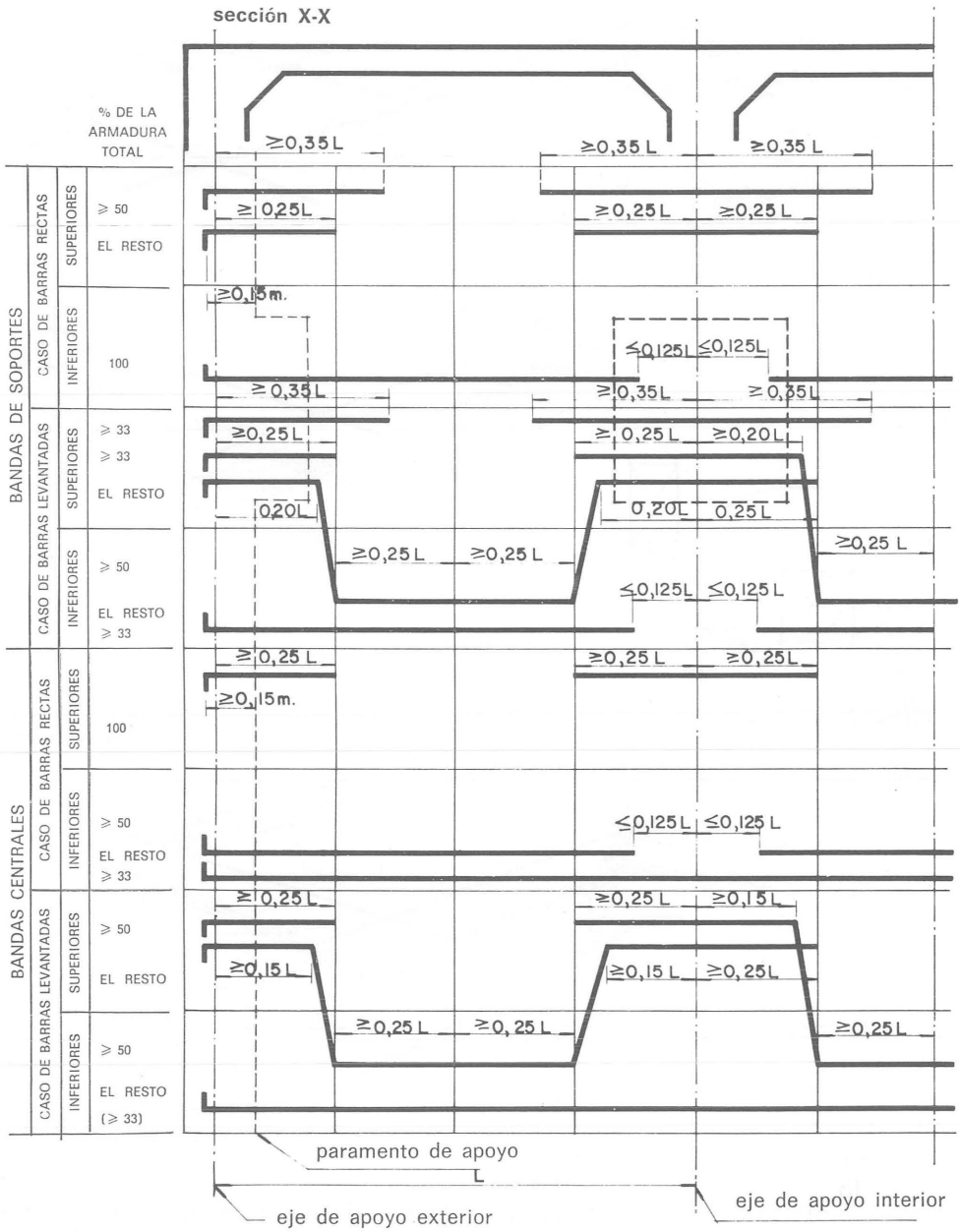


Fig. 14.23. Armaduras tipo de placas.

Tanto en las PLACAS MACIZAS como en las PLACAS ALIGERADAS, podrán emplearse las armaduras tipo ya reseñadas para vigas, con anclajes en barra doblada. En la instrucción EH 73, se reseñan tipos análogos, pero con anclaje en prolongación recta, lo cual simplifica la preparación de armaduras, pero resultan de mayor longitud. Sus diferentes tipos pueden verse en la figura 14.23. Es de destacar que, en cualquier caso, estas armaduras tipo son para armaduras corrugadas, por lo que si se emplean barras lisas habrá que añadirles los terminales en gancho o patilla, según que trabajen a tracción o compresión.

Piezas especiales

En piezas curvas, las armaduras de trazado curvo, trabajando a tracción junto a paramentos cóncavos, o a compresión junto a paramentos convexos, irán envueltas por cercos o estribos normales a ellas y capaces de soportar las componentes radiales que aquéllas producen. Para ello basta que la capacidad mecánica de cada estribo sea igual o supe-

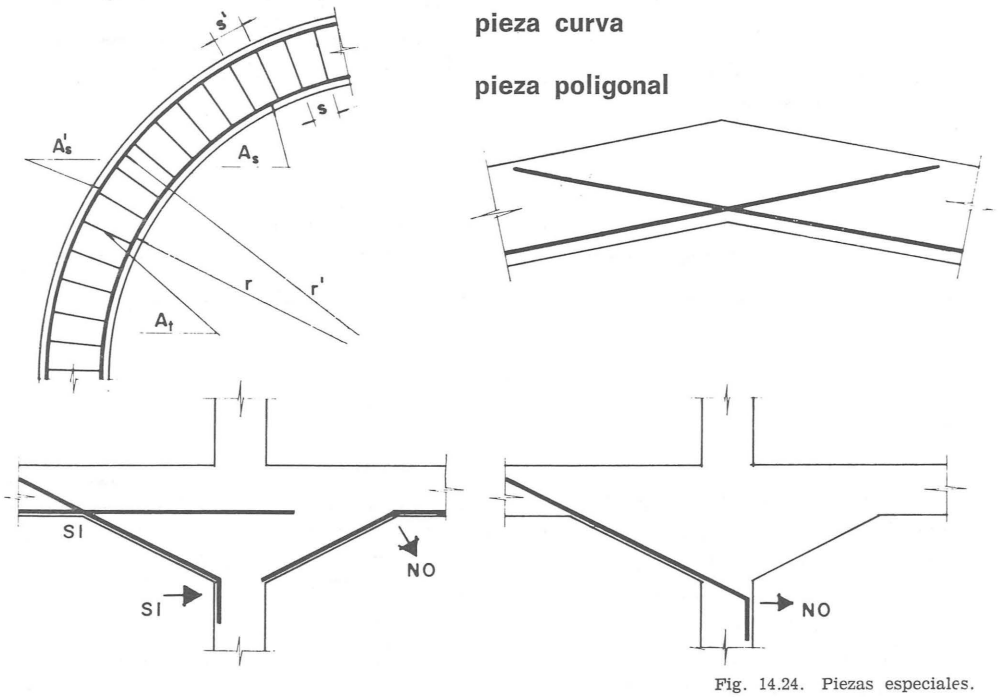


Fig. 14.24. Piezas especiales.

rior que la de la armadura longitudinal que ata multiplicada por s/r, siendo s la separación de estribos y r el radio de curvatura de las armaduras longitudinales en ese punto (fig. 14.24).

En piezas poligonales se evitará, en general, colocar barras continuas en tracción junto al paramento interior de sus quiebros. Por el contra-

rio, se procurará despiezar esas barras de forma que se consiga un trazado rectilíneo, con anclaje en las zonas comprimidas. De no adaptarse esta solución, se dispondrán los oportunos cercos o estribos para contrarrestar la tendencia de la armadura continua de tracción a salirse de la pieza, en las zonas de los codos, desgarrando el hormigón. Análogas medidas deberán adoptarse para las barras continuas de compresión colocadas junto a los paramentos exteriores (fig. 14.24).

En piezas delgadas, como ocurre con las de sección en T, doble T, en cajón, etc... las barras de tracción o de compresión que se coloquen en las alas se distribuirán con separaciones no mayores de tres veces al espesor del ala correspondiente. Además sé dispondrán las oportunas armaduras transversales para asegurar la eficacia de las barras longitudinales situadas en las zonas delgadas fuera del alma.

Apoyos

En general, los elementos estructurales de hormigón armado se sustentan con continuidad, es decir, empotradas en sus cimentaciones. Pero existen casos singulares, que exigen el empleo de disposiciones constructivas especiales.

1. Cargas concentradas sobre macizos

Para absorber el esfuerzo longitudinal de compresión puede calcularse para el hormigón una tensión de cálculo mayorada en los siguientes valores:

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{A_c}{A_{c1}}} \gg \gamma_c \quad \text{ó} \quad \beta = \sqrt[3]{\frac{b}{b_1}} \gg \gamma_c \ ,$$

según que se trate del caso A o B de la figura 14.25. Pero para ello será necesario disponer una armadura transversal de tracción, que sea capaz de absorber una tracción igual a la cuarta parte de la compresión actuante. Dicha armadura, en forma de emparrillado, con doble armadura principal en el caso A, y una principal y otra de reparto en el caso B, deberá colocarse a profundidad no superior a dos veces b, y con amplitud no menor que $4\,b$.

2. Articulaciones en pilares y arcos

En hormigón armado las articulaciones se ejecutan haciendo entalladuras que crean un estado de bicompresión que plastifican la junta, por lo que pueden girar sin llegar a rotura, si bien es preciso absorber

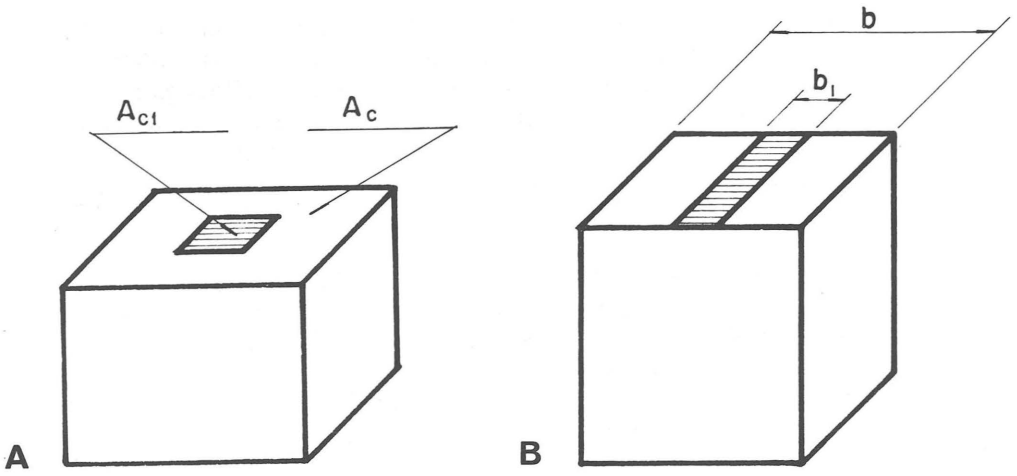


Fig. 14.25. Cargas concentradas.

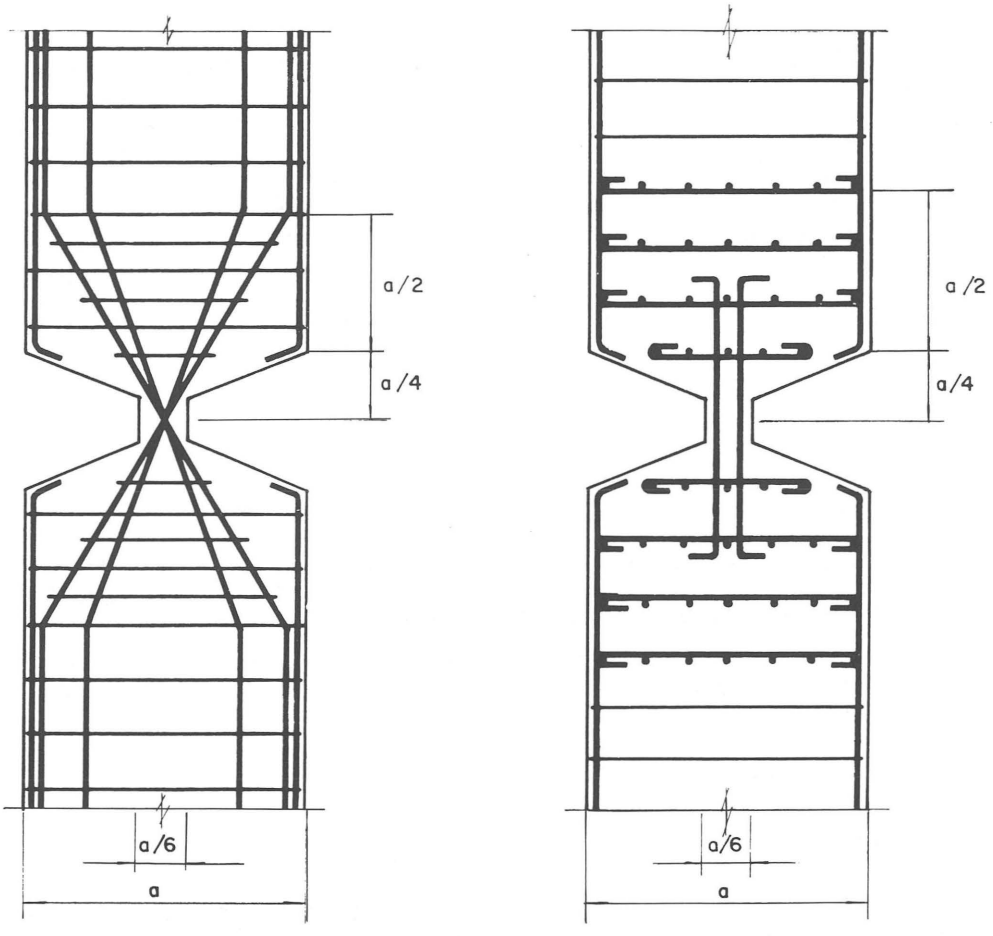


Fig. 14.26. Armaduras tipo de articulaciones en pilares y arcos.

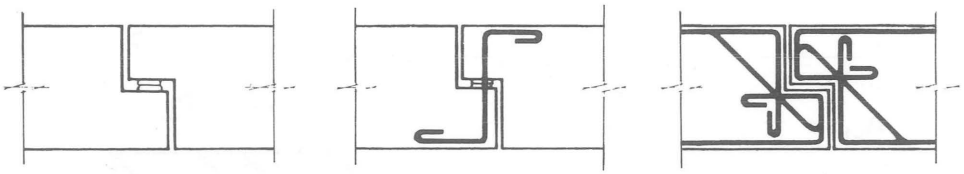


Fig. 14.27. Armaduras tipo de articulación en vigas.

las tracciones transversales que se producen en sus proximidades. Los dos tipos de articulación más corrientemente empleados son las de MESNAGER, de haces de armaduras, y la de FREYSSINET, de emparrillados (fig. 14.26).

Para organizar constructivamente una articulación, el primer problema radica en que la sección de estricción —hormigón y acero— sea capaz de absorber el valor total de la compresión, admitiendo que en dicha sección y por su tipo de solicitación de bicompresión puede admitirse una tensión de cálculo del hormigón análoga a la ya reseñada para el caso de cargas concentradas sobre macizos.

El segundo problema surge como consecuencia de la aparición de fuertes tracciones transversales en la proximidad de la rótula, al forzar a las isostáticas a converger en el menor espesor de la articulación. El valor de esta tracción es fácil de calcular gráficamente, y así, por ejemplo, en el caso de la figura 14.26, el valor es de $1/6\,N$ en el sentido de la articulación, debiendo tomarse como mínimo un valor mitad —$1/12\,N$— en el ortogonal.

3. Articulaciones en vigas

Su solución más característica consiste en cortar la viga en forma de ensamble a medio canto, por lo que hay que armar las pequeñas ménsulas para que resistan las flexiones y esfuerzos cortantes actuantes. Sus armaduras tipo son (fig. 14.27):

- — Armaduras longitudinales de tracción y compresión.
- — Barras dobladas para absorción de cortante.
- — Armadura pasante de la articulación, que atraviesa la placa de plomo o neopreno que forma la rótula.

4. Apoyos en libre dilatación

El apoyo deslizante más simple se consigue interponiendo entre los dos elementos que deben deslizarse mutuamente dos placas de plomo, con superficies perfectamente planas y paralelas al plano de deslizamiento. También puede recurrirse a colocar una placa de NEOPRENO de espesor adecuado al deslizamiento previsto.

15 control

Generalidades ☆ Niveles de control ☆ Control de los componentes del hormigón ☆ Control de la calidad del hormigón ☆ Control de la calidad del acero ☆ Control de ejecución ☆ Pruebas de la obra

Generalidades

La Instrucción E.H. 73 establece con carácter preceptivo el CONTROL de la calidad del hormigón; de sus materiales componentes; del acero, y de la ejecución de la obra. Pero ¿qué es lo que hay que hacer para que una obra esté en CONTROL?...

En general, todo CONTROL tiene por objeto el determinar la CALIDAD de un producto, e inclusive su FIABILIDAD o permanencia de esa calidad a lo largo del tiempo. El método a seguir para hacer un determinado CONTROL será función de las características a medir, y de la naturaleza del producto que se quiera someter a control. Así, en una obra, los métodos a seguir serán bien distintos al tratar de poner en control: un PROYECTO; un MATERIAL, o una EJECUCION.

Porque poner en control un PROYECTO es comprobar que cumple con todas las normas urbanísticas, municipales, constructivas, higiénicas..., y es un tema a realizar mirando, y todo lo más midiendo sobre planos longitudes o superficies. Por el contrario, para poner en control cualquier MATERIAL es preciso definir previamente las propiedades a exigirle, los métodos de ensayo para determinarlas y las tolerancias admisibles, ya que la perfección está calificada como de imposible obtención por cualquier puesta en control; y así, las célebres operaciones CERO DEFECTOS son reales y efectivas sólo cuando las metas pueden ser alcanzables. Y, por último, el control de una EJECUCION, o se hace mediante la inspección de procesos, o por comprobación a posteriori de la CALIDAD DE CONCORDANCIA entre lo proyectado y lo realizado.

Y cuando la meta del CONTROL es el poder garantizar la SEGURIDAD, todo se centra en:

A. Que el PROYECTO haya sido redactado de acuerdo con la Instrucción en vigor, en cuanto a métodos de cálculo y disposiciones constructivas adoptadas.

B. Que los MATERIALES cumplan las condiciones de calidad especificadas y, sobre todo, en su comportamiento resistente.

C. Que la EJECUCION se realice de acuerdo con el proyecto y con las tolerancias previamente fijadas en la Instrucción o en el Pliego de Condiciones particular de la obra.

Se comprende fácilmente que poner en CONTROL un determinado MATERIAL no es ensayarlo todo, y mucho menos romperlo todo antes de usarlo, sino que se procede, en general, por dos métodos distintos:

E.D. Ensayos destructivos. A aplicar sobre MUESTRAS representativas de un LOTE. Su dificultad radica en señalar el tamaño de la muestra para que ésta sea expresiva. El análisis de una gota de sangre basta para conocer las propiedades de toda la sangre de una persona; pero sólo de esa persona.

E.N.D. Ensayos no destructivos. Consiste en medir otras propiedades a partir de las cuales puede predecirse la resistencia, con lo que puede extenderse con toda la amplitud que se quiera, con la única limitación de su costo.

Por regla general, los E.D. se emplean como control de materiales para su aceptación —pruebas de recepción—, mientras que los E.N.D. permiten controlar las propiedades de las unidades de obra ya ejecutadas. Los E.D. son más exactos y precisos, pero de una porción de material que no se emplea en la obra; los E.N.D. son menos exactos, pero sobre la realidad de la obra. Así, por ejemplo, una probeta de hormigón rota a compresión expresa con toda precisión su resistencia; pero el resto del hormigón de esa amasada, en sus condiciones particulares de TRANSPORTE, PUESTA EN OBRA, CURADO..., ¿qué resistencia real tiene?... Porque con el esclerómetro se mide la dureza al choque, y en función de ella se deduce la resistencia. ¿Qué es mejor?... Las dos cosas, y en caso de duda, las tres, ya que a estos dos métodos se le añade el de extracción de probetas en obra, que da resultados indiscutibles, pero de ese hormigón que había en el agujero que deja en la obra. Y si todavía se sigue dudando, puede llegarse a las PRUEBAS DE CARGA.

Niveles de control

La Instrucción E.H. 73 aporta la novedad de fijar tres niveles de control, tanto para los MATERIALES como para la EJECUCION y de que los respectivos coeficientes de seguridad a considerar en el cálculo, son función del nivel de control a realizar en obra. De este modo, los valores de los incrementos de los coeficientes de seguridad, en función del nivel de control se han fijado con el criterio de que, al reducirse los niveles de control, se incrementen correlativamente los valores de los

coeficientes γ_s , γ_c y γ_f , de forma que la seguridad final se mantenga aproximadamenfe constante. En la tabla XXXI del Apéndice pueden verse los valores establecidos.

De acuerdo con ello, los distintos niveles de control son:

1. CONTROL DEL ACERO
   - Sistemático
   - No sistemático
   - Sin ensayos

2. CONTROL DEL HORMIGON
   - Sistemático en prefabricación industrial
   - Mediante probetas en obra
   - Sin rotura de probetas

3. CONTROL DE LA EJECUCION
   - Intenso
   - Normal
   - Reducido

Control de los componentes del hormigón

Como es lógico, el primer control a realizar en una obra de hormigón es el de RECEPCION de los materiales, cuyo objetivo es el contrastar la calidad de cada uno de ellos, para comprobar su identidad y proceder a su aceptación o rechazo. La forma de proceder con cada uno de los materiales es la siguiente:

1. Cemento

Toma de muestras. Se realizará de acuerdo con el Pliego de Condiciones para la recepción de Conglomerantes Hidráulicos, y se enviarán a laboratorio en envase precintado.

Tamado de la muestra. 5 kg cada 10 t.

Ensayos. Antes de comenzar el hormigonado, o si varían las condiciones de suministro, y cuando lo indique el Director de la Obra. Y durante la marcha de la obra, o se confía en los certificados facilitados por el fabricante o se ensaya una vez cada tres meses y como mínimo tres veces durante la marcha de la obra.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de alguna de las especificaciones será condición suficiente para el rechazo de la partida de cemento.

2. Agua de amasado

Toma de muestras. En recipientes de vidrio, polietileno o caucho, con cierre hermético.

Tamaño de la muestra. 5 litros para cada ensayo.

Ensayos. Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de la misma, si varían las condiciones de suministro y cuando lo indique el Director de la Obra.

Criterios de aceptación o rechazo. El no cumplimiento de las especificaciones será razón suficiente para considerar el agua como no apta para amasar hormigón.

3. Aridos

Toma de muestras. Por cuarteos, de porciones tomadas en distintas zonas del almacenamiento de los mismos.

Tamaño de la muestra. 50 litros de grava y 15 litros de arena.

Ensayos. Antes de comenzar la obra, si no se tienen antecedentes de los mismos, si varían las condiciones de suministro y siempre que lo indique el Director de la Obra. Durante la obra, habrá que hacer el ensayo de contenido de la humedad (métodos de la estufa, de la sartén o del carburo cálcico), con objeto de corregir la cantidad de agua de amasado, tantas veces cuanto se aprecie un cambio de la misma. Por otro lado, el tamaño máximo hay que vigilarlo ya que sus limitaciones pueden ser distintas para las diferentes piezas a hormigonar.

Criterios de aceptación y rechazo. El no cumplimiento de las especificaciones es suficiente para calificar el árido como no apto para fabricar hormigón.

Control de la calidad del hormigón

El control de la calidad del hormigón amasado se extiende a su CONSISTENCIA y a su RESISTENCIA.

1. Consistencia del hormigón

La consistencia del hormigón será la especificada en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, con las tolerancias ya indicadas, y se

medirá en obra, con el cono de Abrams. El no cumplimiento de la consistencia prevista implicará el rechazo automático de la amasada correspondiente y a la corrección de la dosificación.

2. Resistencia del hormigón

Independientemente del control de los materiales y de la consistencia del hormigón, los ensayos para el control de la resistencia del hormigón podrán ser: PREVIOS, CARACTERISTICOS, DE CONTROL o DE INFORMACION. En la tabla XXXII del Apéndice se resumen las características de cada uno de estos ensayos.

Ensayos previos. Son los que se realizan en laboratorio, antes de comenzar la obra, con objeto de establecer la dosificación a emplear, teniendo en cuenta los materiales disponibles y las condiciones de ejecución previstas.

Para llevarlos a cabo se fabricarán, al menos, cuatro series de amasadas distintas de tres probetas por cada dosificación que se desee establecer. La cantidad de material a enviar al laboratorio debe ser la necesaria para fabricar 0,2 m^3 de hormigón para cada dosificación.

De los valores así conseguidos se obtiene el valor de la resistencia media en laboratorio, f_{cm}, que deberá superar el valor exigido a la resistencia de proyecto con margen suficiente para que sea razonable esperar que, con las dispersiones de obra, la resistencia característica real de la obra, f_{ck}, sobrepase también a la del proyecto.

Estos ensayos son preceptivos, salvo experiencia previa.

Ensayos característicos. Son los que se realizan en obra, antes de hormigonar ninguna pieza, y que tienen por objeto comprobar que la resistencia característica real del hormigón que se va a colocar en la obra no es inferior a la del proyecto.

Los ensayos se realizarán con probetas procedentes de seis amasadas diferentes, de cada tipo de hormigón que vaya a emplearse, enmoldando tres probetas de cada amasada. Con los resultados de las roturas se calculará el valor medio correspondiente a cada amasada, obteniéndose la serie de seis resultados medios:

$$x_1 \leqslant x_2 \leqslant x_3 \ldots \leqslant x_6 \ .$$

El ensayo característico se considerará favorable si se verifica:

$$x_1 + x_2 - x_2 \geqslant f_{ck} \ ,$$

en cuyo caso se aceptará la dosificación y proceso de ejecución. En caso contrario, se procederá a hacer las correcciones oportunas.

Los ensayos característicos son siempre preceptivos, a no ser que se emplee hormigón preparado.

Ensayos de control. Estos ensayos son preceptivos en todos los casos, y en función del valor de γ_c adoptado habrá que realizarlo con: NIVEL REDUCIDO ($\gamma_c = 1{,}7$); NIVEL NORMAL ($\gamma_c = 1{,}5$) o NIVEL INTENSO ($\gamma_c = 1{,}4$).

1. *Ensayos de control a nivel reducido*

En este nivel el control se realiza por medición de la consistencia del hormigón, por lo menos cuatro veces al día. Esta modalidad de control es de aplicación exclusivamente a obras en las que: la resistencia característica exigida en el proyecto no es superior a 150 kp/cm^2; se empleen dosificaciones con un mínimo de 300 kg/m^3 de cemento; y se calcule con $\gamma_c = 1{,}7$.

2. *Ensayos de control a nivel normal*

Esta modalidad de control es de aplicación a obras cuya resistencia característica no sea superior a 250 kp/cm^2 y cuyo cálculo se haya hecho con $\gamma_c = 1{,}5$.

En este nivel, el control se realiza mediante determinaciones de resistencia, en número y frecuencia tal que representen partes de la obra inferiores al menor de los límites señalados en el cuadro siguiente:

VALORES LIMITES	TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
	Lineales	Superficiales	Macizos
Volumen	100 m^3	200 m^3	500 m^3
Superficie	500 m^2	500 m^2	—

Cada ensayo de control se realizará sobre un número N de determinaciones de resistencia realizadas sobre diferentes amasadas. La determinación de la resistencia de cada amasada vendrá expresada por el valor medio de las roturas de n probetas tomadas de la misma, siendo $n \lessdot 2$. Se define como resistencia característica estimada f_{est} de la parte de obra sometida a este control, el valor que resulta de multiplicar el valor de la resistencia media más baja, por el coeficiente K_N dado en la tabla XXXIII del Apéndice. Para que la parte de la obra sometida a control resulte aceptable es necesario que se verifique:

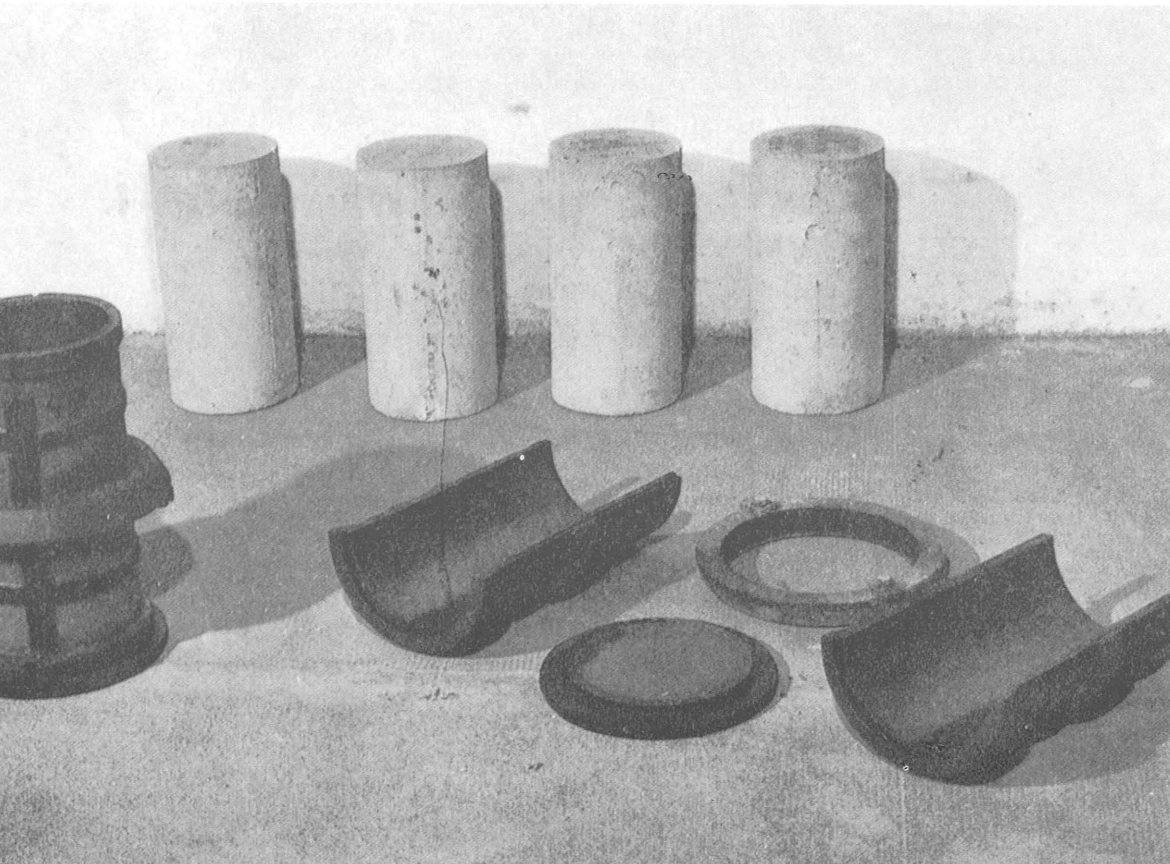
$$f_{est} \geqslant f_{ck} \ .$$

3. *Ensayos de control a nivel intenso*

Este tipo de control es preceptivo siempre que la resistencia del proyecto sea mayor de 250 kp/cm^2, o cuando se adopte un valor $\gamma_c < 1{,}5$. En este nivel, el control se realiza mediante la rotura sistemática de probetas, en número función de la información obtenida en ensayos anteriores, contrastando parte de la obra con arreglo a los criterios señalados en el siguiente cuadro:

EXTENSION MAXIMA DE LA PARTE DE LA OBRA SOMETIDA A CONTROL	TIPO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES		
	Lineales	Superficiales	Macizos
Por volumen	100 m^3	200 m^3	500 m^3
Por superficie	400 m^2	400 m^2	—
Por tiempo	2 semanas	2 semanas	1 semana
Por planta	1	1	—

Fig. 15.1. Moldes metálicos y probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.



Cada ensayo de control se realizará sobre un número par N ($N = 2$ m) de determinaciones de resistencia realizadas sobre las correspondientes amasadas. La determinación de la resistencia de cada amasada vendrá expresada por el valor medio de las roturas de $n \lessdot 2$ probetas tomadas de la misma.

Obtenidas las $N = 2$ m determinaciones de la resistencia media de otras tantas amasadas y ordenadas de menor a mayor:

$$x_1 \leqslant x_2 \leqslant x_3 \ldots \leqslant x_m \leqslant \ldots \leqslant x_N$$

se define como resistencia característica estimada de la parte de obra sometida a este control el valor:

$$f_{est} = 2\frac{x_1 + x_2 + \ldots + x_{m-1}}{m - 1} - x_m \lessdot K_N \cdot x_1$$

siendo K_N el parámetro reseñado en la tabla XXXIII del Apéndice.

El criterio de aceptación de la parte de la obra sometida a control es:

$$f_{est} \geqslant f_{cK}$$

Al principio, y mientras no se hayan aceptado cuatro ensayos de control consecutivos, se tomará $N = 12$; se tomará $N = 6$ cuando se hayan realizado cuatro ensayos consecutivos favorables con $N = 12$ o en tanto en cuanto resulten favorables los ensayos realizados con $N = 6$. El hecho de que un ensayo de control con $N = 6$ resulte desfavorable ($f_{est} < f_{ck}$) obligará a realizar los siguientes con $N = 12$, hasta que por haberse conseguido cuatro favorables consecutivos pueda pasarse a $N = 6$.

¿Qué decisión debe tomarse cuando $f_{est} < f_{ck}$?... Con independencia de las sanciones contractuales previstas en la contratación de la obra, se tomarán las siguientes decisiones:

1. Si $f_{est} \geqslant 0{,}9\, f_{ck}$, la obra se aceptará.
2. Si $f_{est} < 0{,}9\, f_{ck}$, se procederá a realizar los ensayos de información y las pruebas de carga, si fuese necesario, antes de decidir la aceptación, refuerzo o demolición.

* * *

Todos estos ensayos se realizan sobre probetas cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, a 28 días de edad y conservadas en agua a 20° C. Pero en algunos casos interesa controlar también la resistencia a tracción del hormigón, para lo cual puede recurrirse:

A. Ensayo brasileño, sobre probetas análogas a las de compresión, colocadas en prensa, como indica la figura 15.2, y producién-

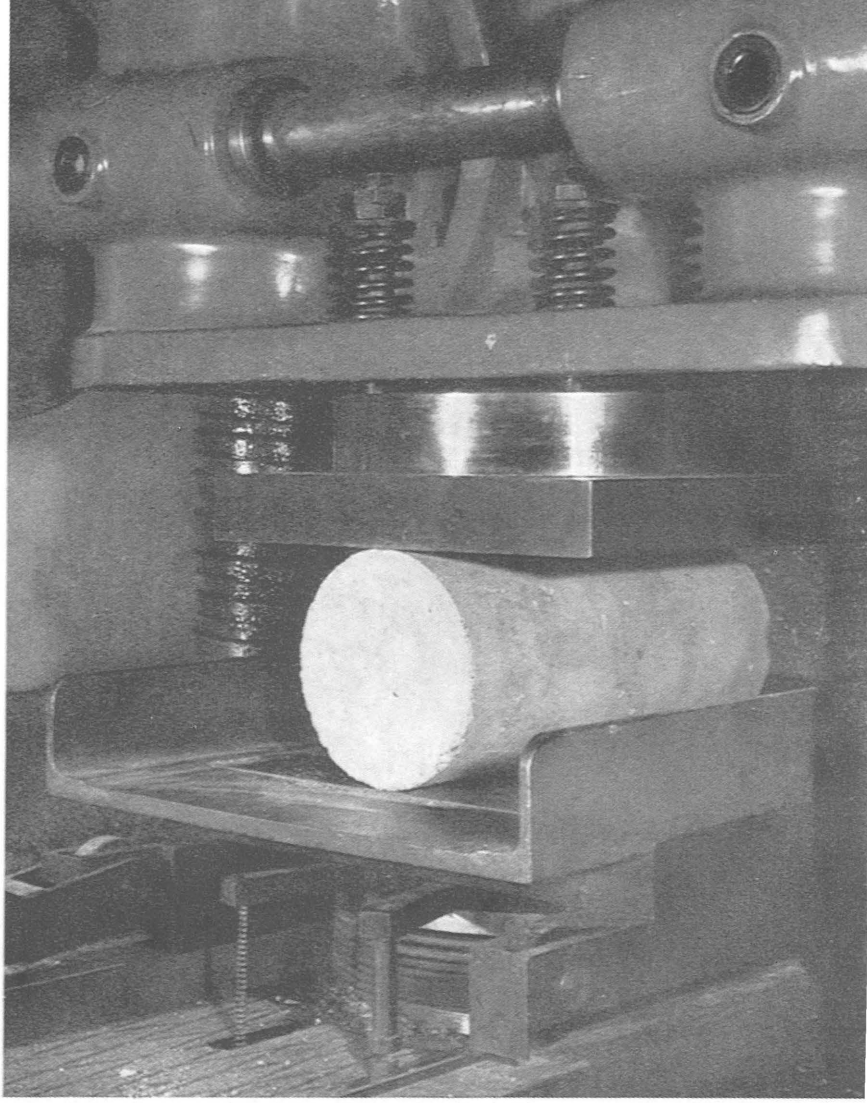


Fig. 15.2. Ensayo brasileño.

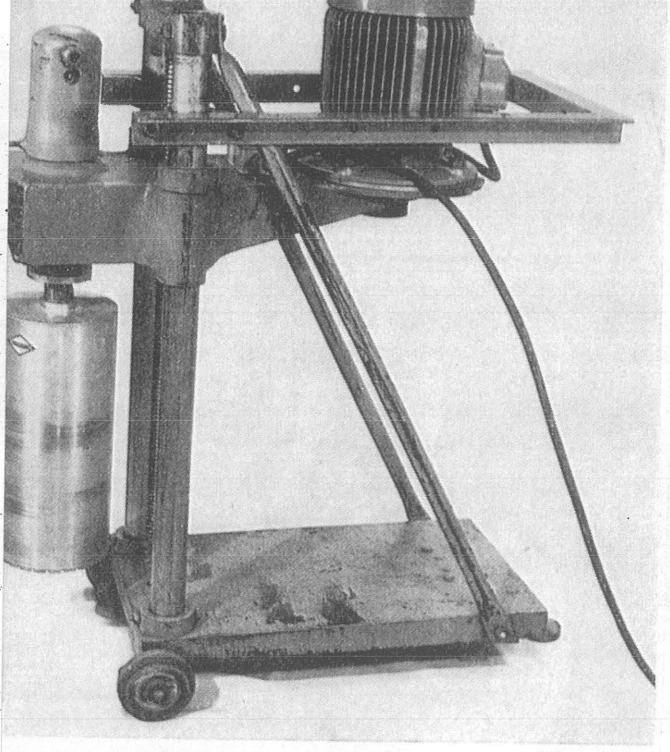
dose la rotura por hendimiento. La resistencia a tracción pura viene dada por:

$$f_{ct} = 0{,}85 \cdot \frac{2P}{\pi \cdot d \cdot l} \ ;$$

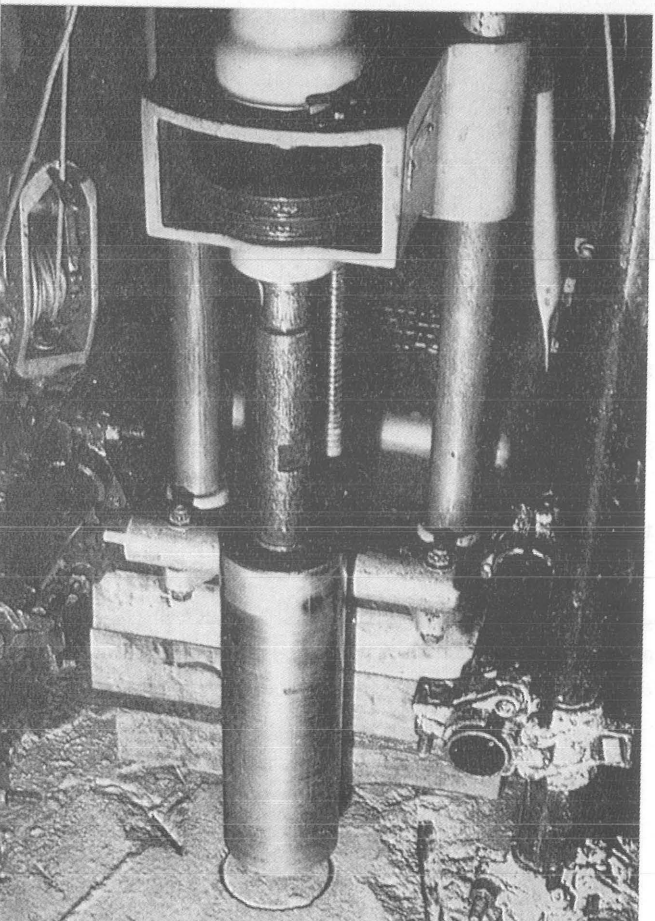
siendo P la carga de rotura, d el diámetro de la probeta y l su longitud.

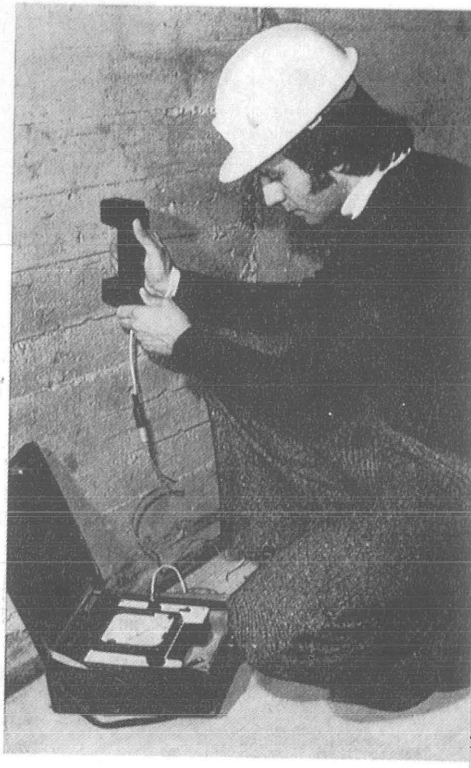
B. Ensayo de flexotracción sobre probetas prismáticas y sección cuadrada, de lado a y longitud $5a$, apoyadas con luz libre de $4a$. La resistencia a flexotracción viene dada por:

$$f_{c\,\text{flex}} = 6\frac{M_n}{a^3} \ .$$



Figs. 15.3 a 15.5. Extracción de probetas testigo: máquina perforadora; iniciación del corte; detectando armaduras.





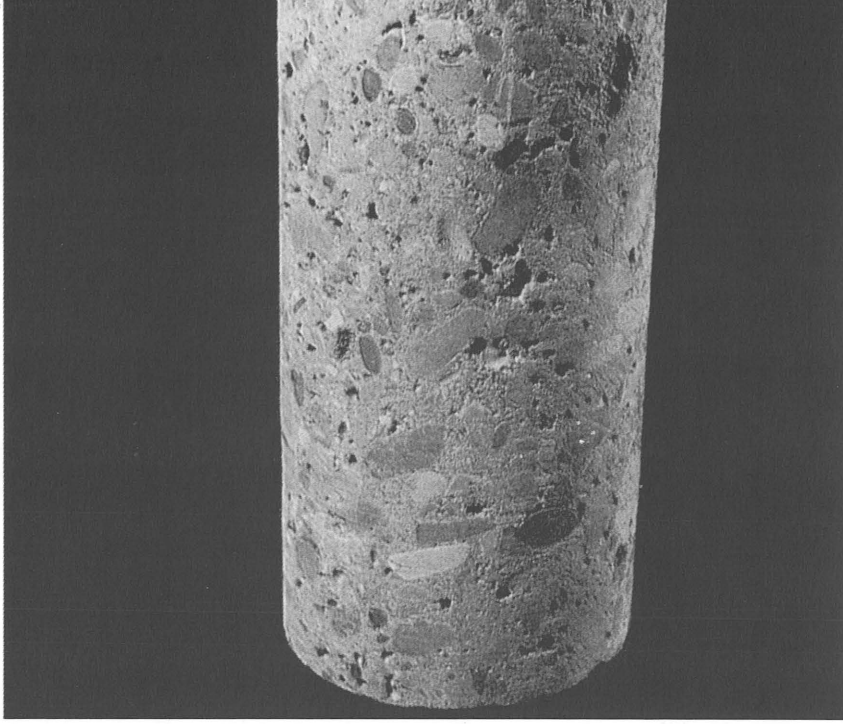


Fig. 15.6. Probeta testigo.

A falta de datos experimentales, puede admitirse que la relación entre la resistencia a tracción pura (ensayo *A*) y la resistencia a flexotracción (ensayo *B*) varía entre 0,45 y 0,60.

Ensayos de información: Estos ensayos sólo son preceptivos cuando se tenga duda sobre el valor de la resistencia real de la obra, a una cierta edad, y que el constructor tiene derecho a realizar a su costa, siempre que $f_{est} < f_{ck}$.

Los ensayos de información pueden hacerse con: PROBETAS TESTIGO, PROBETAS DE OBRA o END.

1. *Probetas testigo.* Consiste en extraer probetas testigo del hormigón ya fraguado y endurecido, mediante el empleo de brocas de polvo de diamante, y máquinas perforadoras adecuadas. Para fijar los lugares de extracción se debe previamente localizar las armaduras mediante un DETECTOR MAGNETICO, con objeto de no cortarlas, y al mismo tiempo eligiendo zonas que no comprometan la seguridad de la obra.

2. *Probetas de obra.* En este caso, se preparan probetas de obra a la par que se hormigona, y se conservan, no en agua, sino en unas condiciones que sean lo más parecidas posible a aquellas en las que se encuentre el hormigón cuya resistencia a j días se busca. Es método frecuentemente empleado para determinar los plazos de desencofrado, puesta en carga...

3. *Ensayos no destructivos* (END). Son muy variados y todos ellos permiten la determinación indirecta de la resistencia. Dado que todos ellos se basan en el empleo de métodos físicos, suelen clasificarse, en función del tipo de energía física puesta en juego, del siguiente modo:

1. ONDAS ELASTICAS, mediante ensayos SONICOS o de RESONANCIA; de ONDAS DE CHOQUE; ULTRASONIDOS; y de VIBRACIONES.
2. RADIACIONES NUCLEARES, en ensayos de ABSORCION DE RAYOS X y γ; NEUTRONES; GAMMAGRAFIA; NEUTRONES LENTOS.
3. ACCIONES MECANICAS, en ensayos ESCLEROMETRICOS; STRAIN - GAUGES; TRANFORMACIONES DIFERENCIALES; CUERDAS VIBRANTES...
4. ACCIONES LUMINOSAS, en OBSERVACIONES VISUALES; BARNICES CRAQUELANTES; FOTOELASTICIDAD; FOTOELASTICIMETRIA; ULTRAVIOLETA...
5. ELECTRICA Y ELECTROMAGNETICA, RESISTENCIA OHMICA; BLOQUE DE YESO; DIELECTRICO; CORRIENTES PARASITAS...
6. MAGNETICA, en ensayos INDUCTIVOS; UNR o de MOMENTO MAGNETICO.
7. FUERZAS CAPILARES, o empleo de TINTAS MAGNETICAS; FLUORESCENTES; RADIACTIVAS...

Todas estas técnicas permiten la medida directa o indirecta de la propiedad que interesa conocer. Así, por ejemplo, al obtener la dureza superficial de un hormigón mediante el ensayo esclerométrico, y en función del INDICE ESCLEROMETRICO MEDIO de no menos de diez lecturas homogéneas, se puede obtener la RESISTENCIA PROBABLE de ese hormigón. De modo análogo, en el ensayo de resonancia se obtiene el MODULO DE ELASTICIDAD DINAMICO del hormigón, en función del cual puede también predecirse su resistencia, dentro de unos márgenes de error.

Es de destacar que la complejidad de técnicas y equipo a emplear en este tipo de ensayos exigen que tanto la realización como la interpretación, siempre delicadas, esté a cargo de personal especializado.

Control de calidad del acero

En correspondencia con el valor adoptado para el coeficiente de seguridad γ_s, se establecen tres niveles de control: REDUCIDO, NORMAL e INTENSO.

esclerómetros

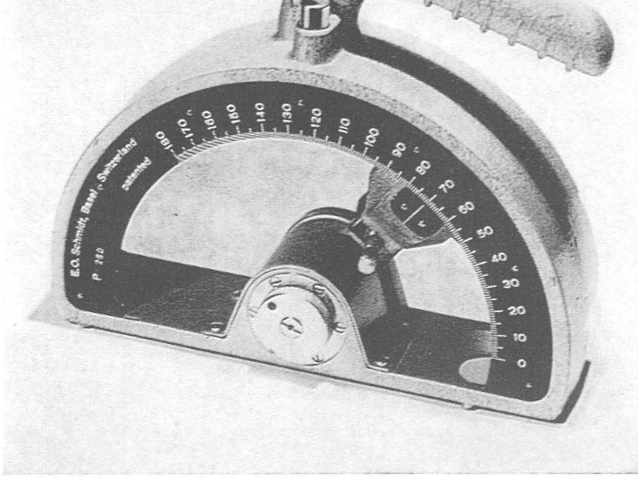
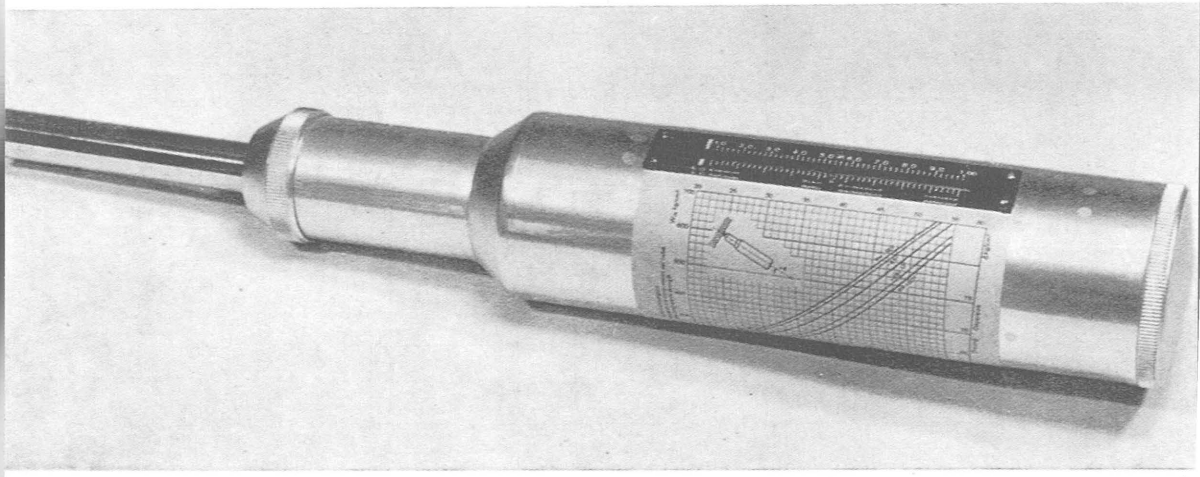
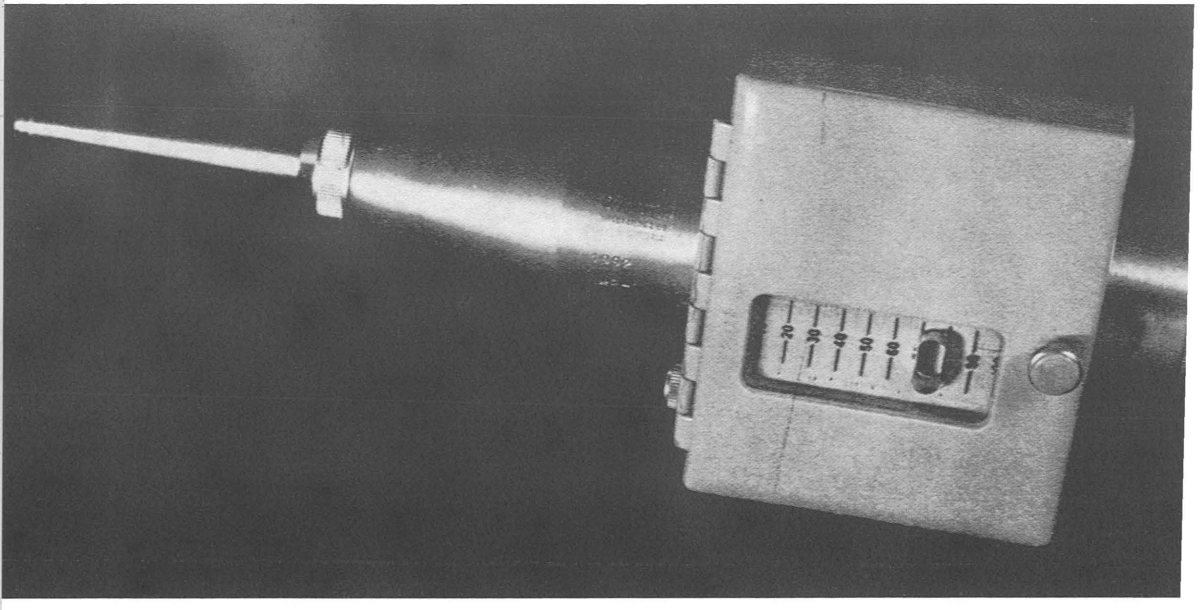


Fig. 15.7. Esclerómetro de péndulo.

Fig. 15.8. Esclerómetro Schmidt.

Fig. 15.9. Esclerómetro con registrador de lecturas.





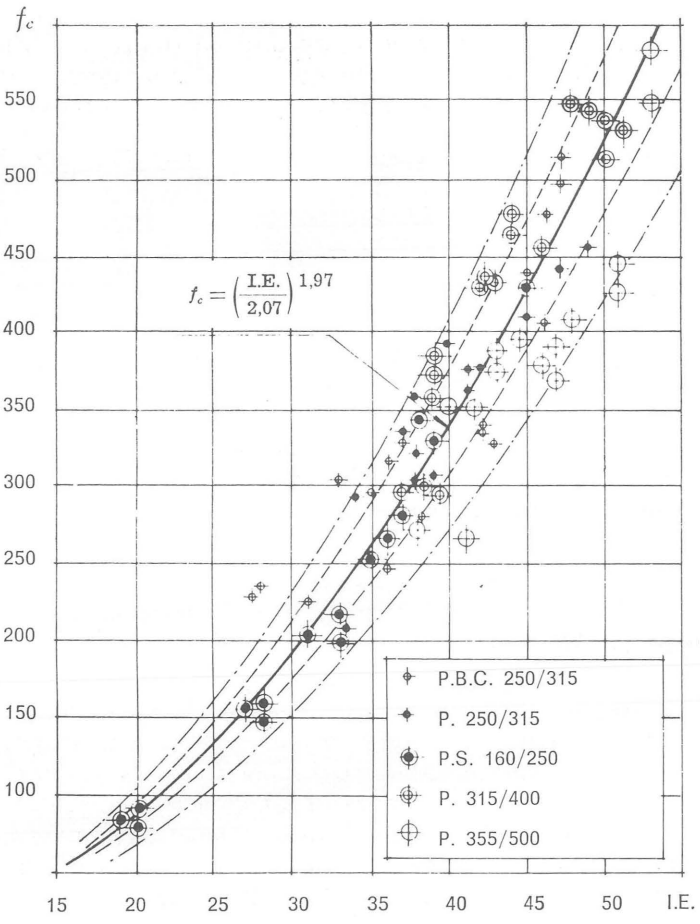


Fig. 15.10. Relación entre el índice esclerométrico y la resistencia a compresión sobre cubos.

1. Control a nivel reducido

Corresponde a $\gamma_s = 1{,}20$, y es sólo de aplicación a barras lisas o corrugadas, cuando se emplean como lisas, con límite elástico no mayor de 2.200 kp/cm^2. El control, a este nivel, se limita a comprobar su sección, y la no fisuración en los ganchos de anclaje.

2. Control a nivel normal

Corresponde a $\gamma_s = 1{,}15$, y exige, para cada partida que entre en obra, el certificado del fabricante que garantiza sus características mecánicas, y además la realización de los siguientes controles:

A. Sobre dos probetas de cada diámetro y partida de 20 toneladas:

- — Verificar la aptitud de la sección equivalente.
- — Comprobar las características geométricas de sus resaltos.
- — Realizar los ensayos de doblado simple (180°) y doblado-desdoblado (90°).

B. Determinar al menos en dos ocasiones, durante la realización de la obra, el límite elástico, carga de rotura y alargamiento en rotura, como mínimo en una probeta por cada diámetro empleado.

C. En caso de emplear empalmes soldados, comprobar la aptitud de soldeo en obra.

3. Control a nivel intenso

Corresponde a $\gamma_s = 1{,}10$, y exige la realización de los controles *A*, *B* y *C* del nivel anterior, con la única diferencia de que ahora se exige realizar ensayos periódicos y sistemáticos de las características del material, no menos de tres veces, en el curso de la obra, y con un mínimo de una comprobación cada 50 toneladas. Y en cada comprobación hay que ensayar dos probetas de cada diámetro utilizado.

Control de la ejecución

Las operaciones de control se completan con la vigilancia en obra, ya que es evidente que un hormigón que a la salida de la hormigonera cumpla todos los controles de calidad de sus componentes y de su conjunto, puede ver disminuidas sus propiedades si su transporte, colocación y curado no son correctos. Y lo mismo ocurre con las armaduras, que no sólo han de ser de la calidad prevista en el proyecto, sino que sus disposiciones constructivas —recubrimientos, doblados, anclajes y empalmes— tiene que ser correctos y cumpliendo las tolerancias de longitud reseñadas en la tabla XXXIV del Apéndice.

Es decir, que es preciso también controlar la ejecución para poder garantizar que la calidad de la obra terminada es la exigida en el proyecto.

Básicamente, el control de la ejecución está confiado a la inspección ocular de las personas que lo ejercen, de todos los procesos constructivos, por lo que su buen sentido, conocimientos técnicos y experiencia práctica son fundamentales para lograr el nivel de calidad previsto. Pero es preciso sistematizar tales operaciones de control para conseguir una eficacia elevada en el mismo, pues no siempre los defectos que puedan presentarse se detectarán, como no se haya considerado previamente la posibilidad de su presencia.

En este sentido, la Instrucción establece tres niveles del control de la ejecución:

REDUCIDO: $\gamma_f = 1{,}8$
NORMAL: $\gamma_f = 1{,}6$
INTENSO $\gamma_f = 1{,}5$,

que se pondrán en práctica estableciendo una sistemática de control más o menos intensa y continuada. Las operaciones objeto de control durante la ejecución son:

A. PREVIO AL HORMIGONADO:

1. Revisión de los planos del proyecto y los de obra.
2. Comprobación del equipo de obra: hormigoneras, vibradores, maquinaria de transporte...
3. Replanteo.
4. Andamiajes y cimbras.
5. Encofrados.
6. Protecciones y apeos.
7. Corte y enderezado de armaduras.
8. Doblado de armaduras.
9. Colocación de armaduras.
10. Fijación de armaduras y separadores.

B. DURANTE EL HORMIGONADO:

1. Transporte del hormigón.
2. Vertido del hormigón.
3. Compactación del hormigón.
4. Juntas.
5. Hormigonado en tiempo frío.
6. Hormigonado en tiempo caluroso.
7. Hormigonado bajo lluvia.

C. DESPUES DE HORMIGONADO:

1. Curado.
2. Desencofrado.
3. Apeos.
4. Previsión de acciones mecánicas.
5. Reparación de defectos superficiales.

Y todas estas operaciones en el control REDUCIDO se hará mediante visitas de inspección sin carácter periódico; en el control NORMAL, mediante visitas de inspección frecuentes y periódicas, con comprobación sistemática y por rotación para cubrir la totalidad del programa en dos o tres visitas; y en el control INTENSO las visitas de inspección deben ser frecuentes, periódicas y detalladas, con técnico a pie de obra, y comprobación continua y sistemática de todas las operaciones a controlar.

Pruebas de la obra

Los ensayos sobre probetas, cualquiera que sea la calidad del hormigón que con ellos se quieran medir, son un procedimiento cómodo, pero no totalmente representativo del comportamiento final del hormigón en la obra. Por ello, a veces, hay que recurrir a las PRUEBAS DE OBRA, bien porque así lo exija el tipo de obra —Reglamento de espectáculos públicos—, bien porque los controles de probetas no hayan dado resultados plenamente satisfactorios, o bien porque se quiera obtener la garantía absoluta del buen comportamiento de algún elemento estructural determinado. Tal ocurre, por ejemplo, en elementos que trabajan a flexión —vigas, forjados, voladizos...—, en los que interesa conocer no sólo su resistencia, sino también su deformabilidad.

Para la realización de cualquier PRUEBA DE OBRA hay que fijar los siguientes puntos:

— Zonas de la obra que deben cargarse.

— Sobrecargas, no superiores a las de uso.

— Magnitudes que deben medirse.

— Métodos de medida utilizables.

— Puntos o zonas donde debe medirse.

— Condiciones de carga y descarga.

Y, en general, es recomendable que la realización e interpretación de las pruebas de carga se recomienden a un laboratorio especializado. De todos modos, en los ensayos de flexión la prueba es satisfactoria cuando las flechas medidas cumplen las siguientes condiciones:

$$f'_{max} \leqslant f_{admisible}$$

$$f'_{remanente} \leqslant f'_{max}/5$$

$$f''_{remanente} \leqslant f''_{max}/8 \ ,$$

y, además, no se han producido fisuras de amplitud superior a:

0,3 mm en ambientes protegidos ;

0,2 mm al aire libre ;

0,1 mm en ambiente agresivo,

poniendo en carga el elemento estructural en cuatro escalones sucesivos, con un tiempo de espera no inferior a 15 minutos entre cada dos escalones sucesivos.

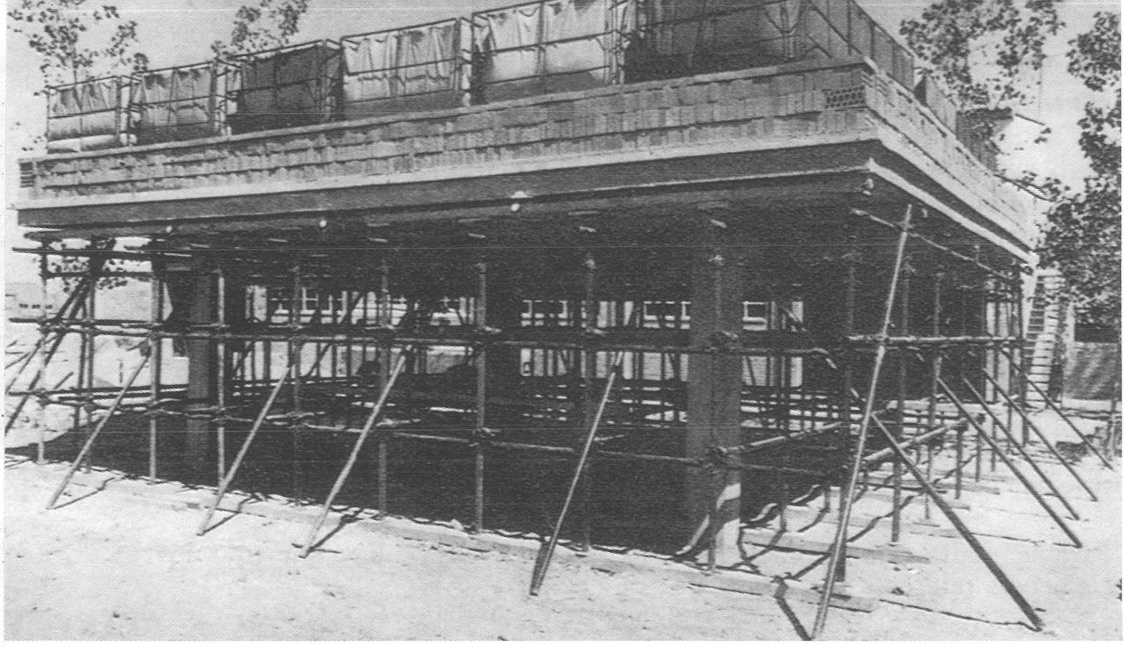
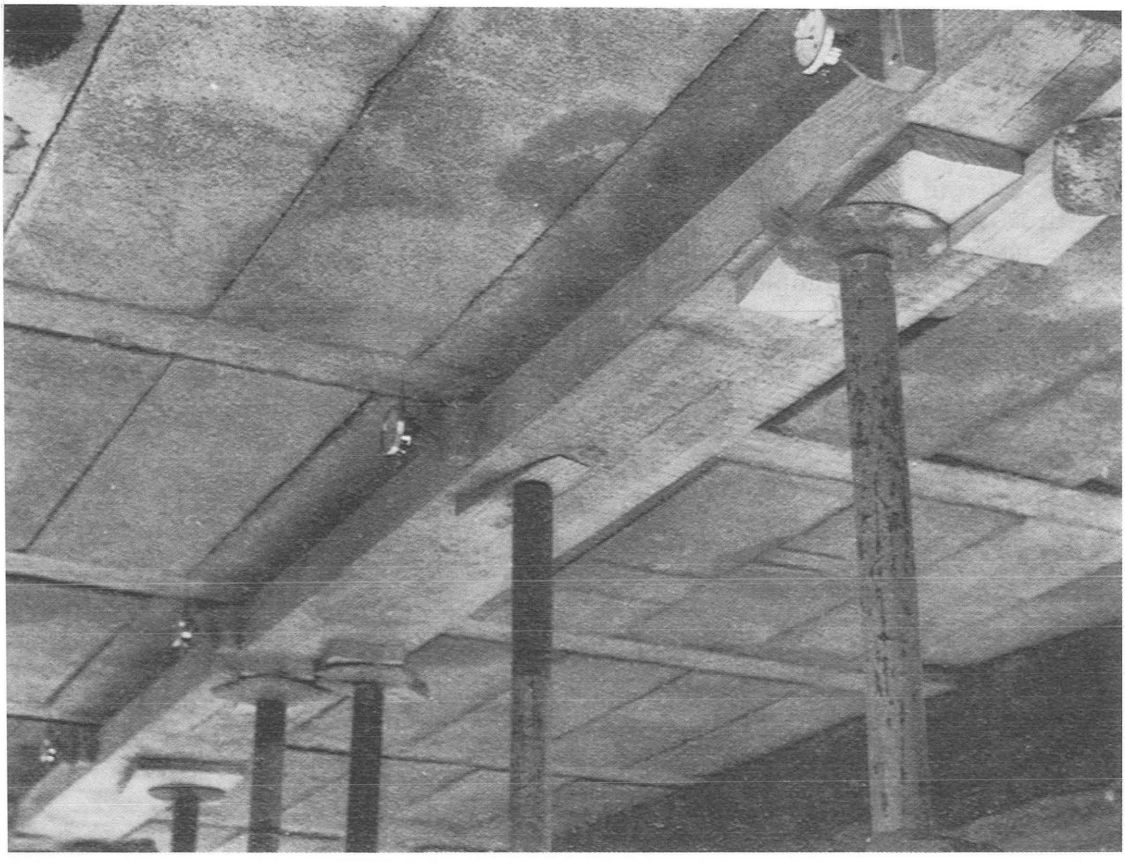


Fig. 15.11. Prueba de carga de un forjado con balsas de agua.

Fig. 15.12. Apeo de seguridad y comparadores.



16 cimentaciones

Generalidades ✡ Cimentaciones superficiales
Cimentaciones profundas ✡ Cimentaciones especiales

Generalidades

El suelo, desde el punto de vista arquitectónico, no es más que otro material de construcción, como lo son el acero, el hormigón o la madera. Por ello es preciso conocer su naturaleza; su comportamiento resistente (elástico o plástico); y sus propiedades hidrodinámicas y geológicas. Todo ello constituye una ciencia —MECANICA DEL SUELO—, de la que sólo cabe destacar los pocos datos que se precisan para el estudio de las CIMENTACIONES, enfocado desde su punto de vista constructivo.

Y es que, en realidad, una obra no está completamente estudiada hasta que no se conocen las características geotécnicas del terreno sobre el que se va a construir. Porque es tanta la variedad de terrenos y las soluciones técnicas que se pueden llevar a cabo para una correcta cimentación, que es preciso recurrir a empresas especializadas, con experiencia y medios adecuados para identificar las características del terreno y proponer las soluciones más seguras y económicas.

Las modernas técnicas de perforación permiten realizar sondeos rápidos, con o sin extracción de testigo, para conocer las características geotécnicas del subsuelo. En los sondeos de reconocimiento la toma de muestras se realiza con gran perfección, y hasta grandes profundidades. Las muestras inalteradas, convenientemente envasadas en tubos de cinc y parafinadas, son enviadas al laboratorio para la realización de análisis físicos, químicos, mecánicos y de clasificación, entre los que cabe destacar: Humedad natural; límites de Atteberg; análisis granulométrico; densidad; clasificación de Casagrande; resistencia a compresión simple; índice de poros; ensayos triaxiales; ensayos de corte; ensayos edométricos; C.B.R.; Proctor...

Pero algunas veces, sobre todo cuando los terrenos son muy heterogéneos, es preciso realizar pruebas de carga. Y con todos estos datos conocidos, puede fijarse el sistema de cimentación y la profundidad del firme.

Ahora bien, ¿a qué profundidad se encuentra el FIRME?... ¿Cuándo se acepta como FIRME una determinada superficie?... Evidentemente, el

concepto de FIRME es relativo, ya que es: «la superficie del suelo capaz de soportar unas determinadas tensiones con un cierto cedimiento». Por lo tanto, la profundidad a que se encuentra ese firme será variable en cada caso, en función de la naturaleza del terreno, y en función de la tensión y cedimiento admisibles.

Según la profundidad de la superficie aceptada como FIRME, se pueden clasificar las cimentaciones en dos categorías: CIMENTACIONES SUPERFICIALES y CIMENTACIONES PROFUNDAS; y aparte hay que considerar las CIMENTACIONES ESPECIALES, ejecutadas con técnicas muy diversas.

Cimentaciones superficiales

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del terreno, por tener éste la suficiente capacidad de carga para soportar las construcciones sobre él apoyadas, con cedimientos admisibles. Con

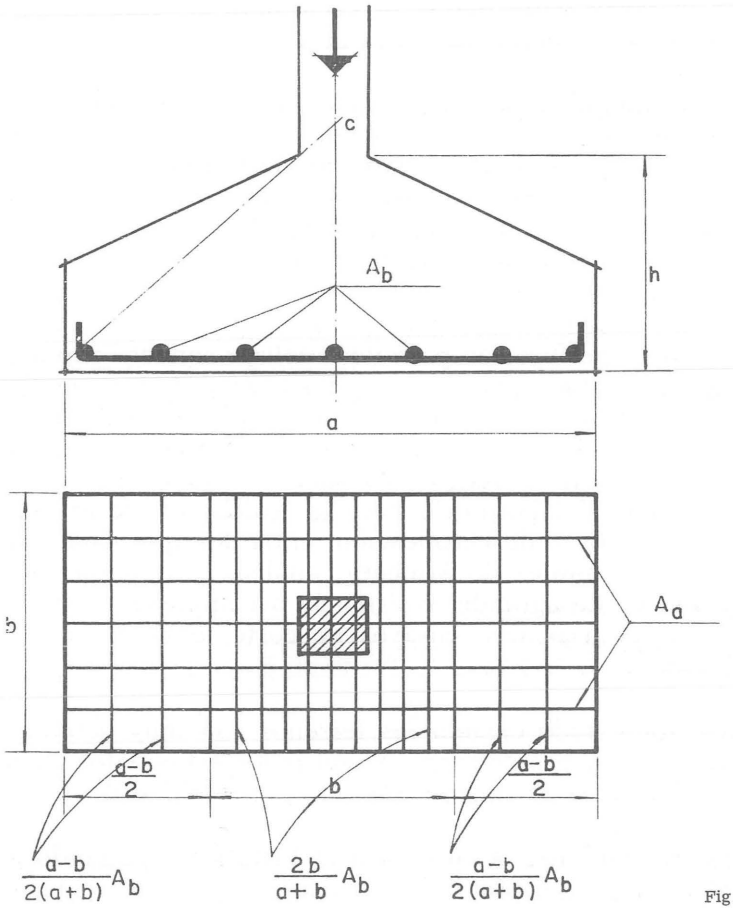


Fig. 16.1. Zapatas aisladas.

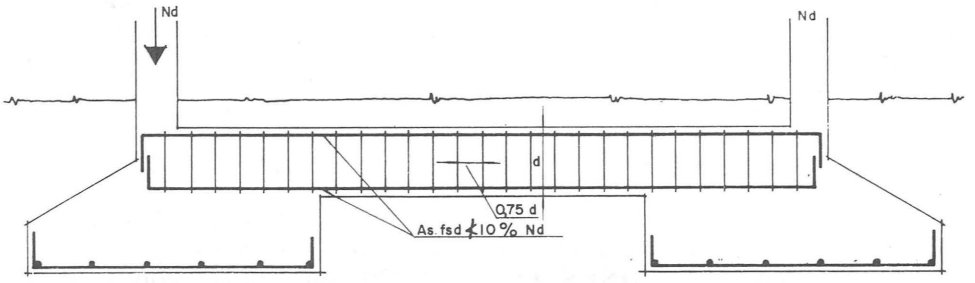


Fig. 16.2. Zapatas atirantadas.

el fin de evitar la influencia perjudicial de los agentes atmosféricos, la superficie de cimentación se situará, como mínimo, 30 cm por debajo de la zona afectada por aquéllos. Si es sobre roca o zona protegida de la humedad, la profundidad mínima será de 20 cm por debajo de la capa vegetal.

Los tres tipos de cimentación superficial nacen como consecuencia de su carácter puntual, lineal o superficial. Las cimentaciones por puntos originan las ZAPATAS; los cimentaciones por líneas crean las ZAPATAS CORRIDAS; y las cimentaciones de superficie dan lugar a las PLACAS DE CIMENTACION.

1. Zapatas

Generalmente están constituidas por dados de hormigón de planta cuadrada, con su cara superior plana o piramidal. Tendrán como mínimo 30 cm de espesor, y su armadura está constituida por una parrilla más espesa en las bandas centrales que en las extremas, de acuerdo con el criterio señalado en la figura 16.1. El cálculo de esta parrilla se hace teniendo en cuenta su trabajo en forma de ménsula invertida; si fuese preciso reforzar el esfuerzo cortante, se colocarán estribos o barras dobladas.

Pero este tipo de ZAPATAS AISLADAS sólo puede emplearse en terrenos firmes, de poco cedimiento, y en zonas de grado sísmico inferior a IV. En caso contrario, es preciso recurrir al empleo de ZAPATAS ATIRANTADAS, solución constructiva consistente en enlazar las distintas zapatas aisladas con tirantes, capaces de absorber, al menos, el 10 % de la carga vertical.

En el caso de pilares medianeros, su zapata de cimentación recibe la carga excéntricamente, con lo que además de no conseguir una reacción uniforme del terreno, se produce un momento que tiende a producir el

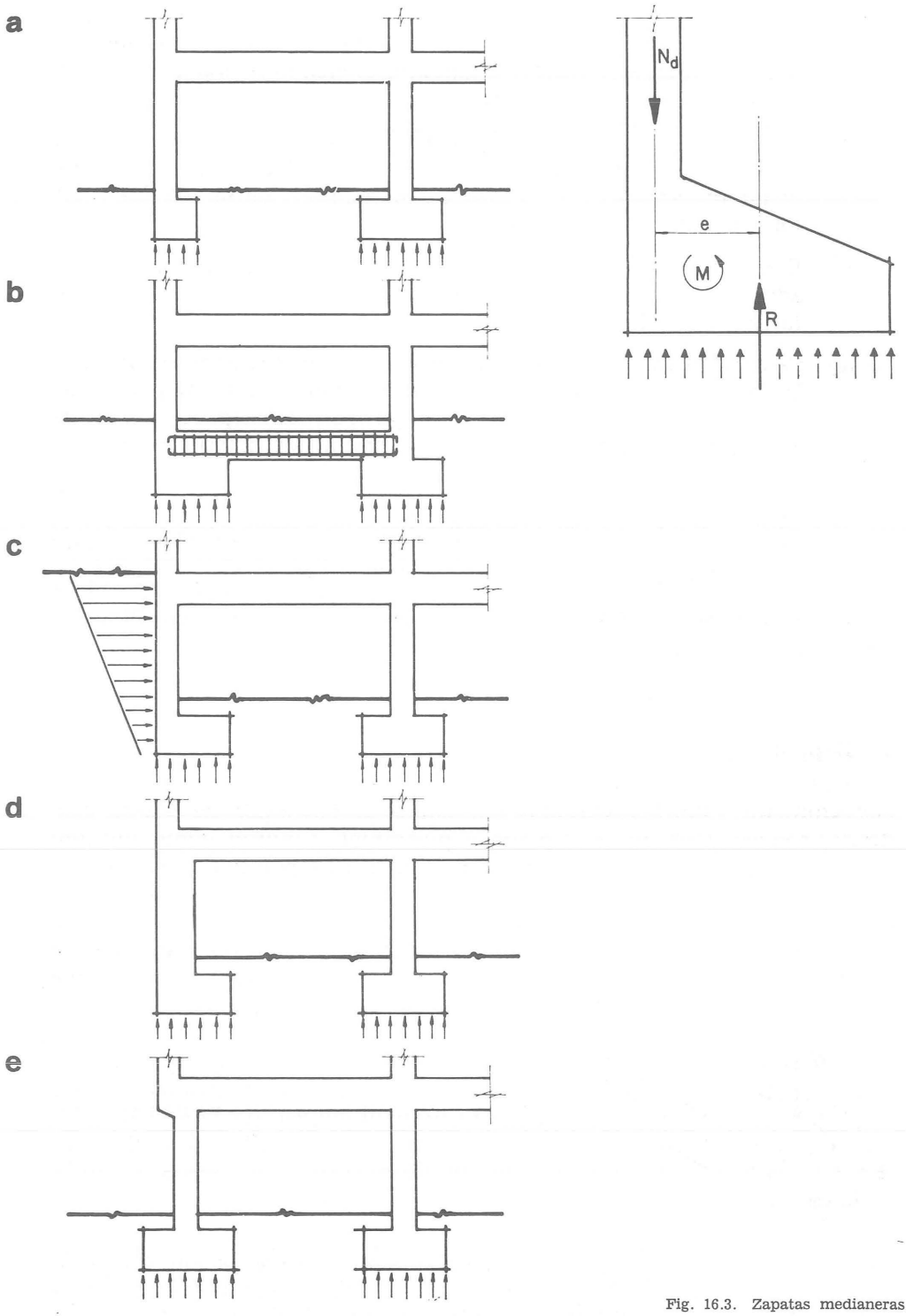


Fig. 16.3. Zapatas medianeras.

vuelco del elemento constructivo. Con objeto de coartar este efecto, pueden adoptarse las siguientes soluciones:

a) En caso de existir muro de sótano, o zócalo perimetral, hacer el reparto en el sentido longitudinal, reduciendo al máximo posible la excentricidad de la carga.

b) Atar las zapatas perimetrales con las inmediatas del interior mediante la correspondiente VIGA CENTRADORA, armada adecuadamente para absorber la ley de momentos que la solicita —ZAPATAS EQUILIBRADAS—.

c) Equilibrando el momento con la acción del terreno, solución sólo admisible cuando hay garantía de que no va a excavarse nunca el terreno colindante

d) Centrando la carga sobre la zapata de cimentación mediante la introducción de una fuerza horizontal en el forjado de la primera planta. Esta solución trae consigo el refuerzo de los pilares de planta baja, debido a la excentricidad de la carga oblicua respecto al eje de dicho pilar.

e) Colocando la viga centradora por encima de las zapatas, y equilibrando la extrema con voladizo (solución sólo aplicable en edificaciones pequeñas) o con un codal en punta de la zapata.

f) Con zapata corrida.

2. Zapatas corridas

Cuando se trata de cimentar muros, o pilares alineados muy próximos, o para equilibrar las cargas excéntricas sobre zapatas medianeras, es solución favorable el recurrir al empleo de ZAPATAS CORRIDAS, constituidas generalmente por vigas en T invertidas.

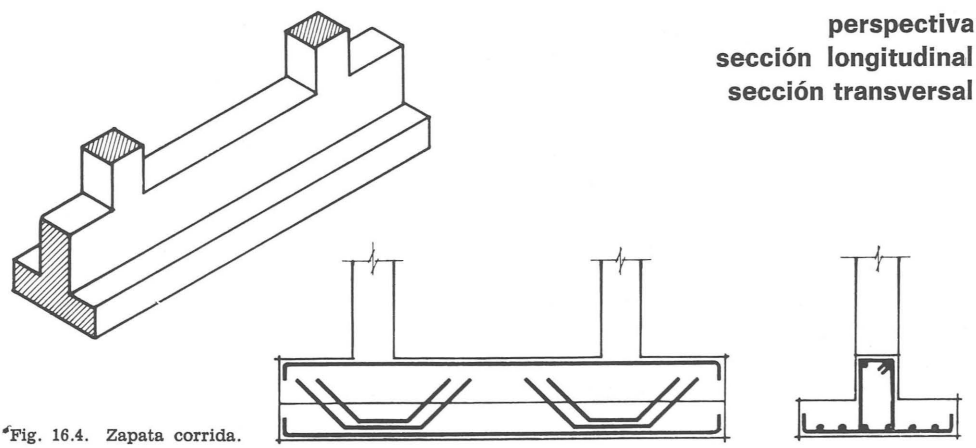


Fig. 16.4. Zapata corrida.

Sus armaduras son de dos tipos:

a) Las parrillas que arman las alas de la T en su trabajo en ménsula, y que, por lo tanto, tienen unas armaduras principales en el sentido de voladizo, y otras longitudinales de reparto.

b) Las armaduras propias de la viga invertida, considerando como carga las acciones del terreno y como reacciones las fuerzas transmitidas por los pilares.

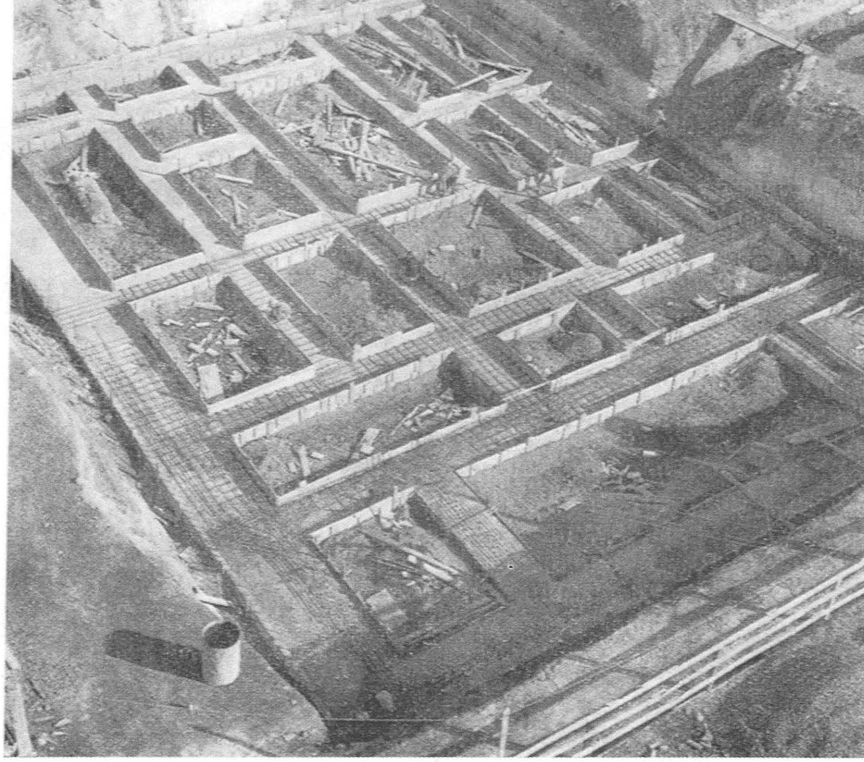
Con objeto de poder conseguir mayor rigidez de cimentación, las zapatas corridas, en vez de adoptar disposiciones de líneas paralelas, forman retículas, con nudos en los puntos de arranque de los pilares. Frecuentemente se recurre a achaflanar los cruces de las vigas, dando mayor rigidez al núcleo de arranque del pilar.

Cuanto más blando es el terreno sobre el que se cimenta, mayor es el peligro de que se produzcan asientos diferenciales en una serie de zapatas. Pero no basta con tener en cuenta el dimensionamiento de cada zapata, sino que hay que tener en cuenta también la superposición de los bulbos de presiones. Este fenómeno se presenta generalmente en el centro de las edificaciones, o en las ciudades, en los edificios situados en los centros de las calles. Con objeto de evitar este cedimiento diferencial y obtener un hundimiento uniforme, la solución será ampliar la superficie de cimentación en el centro, y disminuirla en los extremos, tomando menor fatiga en el centro, lo que originará un mayor cedimiento de las zapatas perimetrales por su mayor presión, compensando el fenómeno indicado.

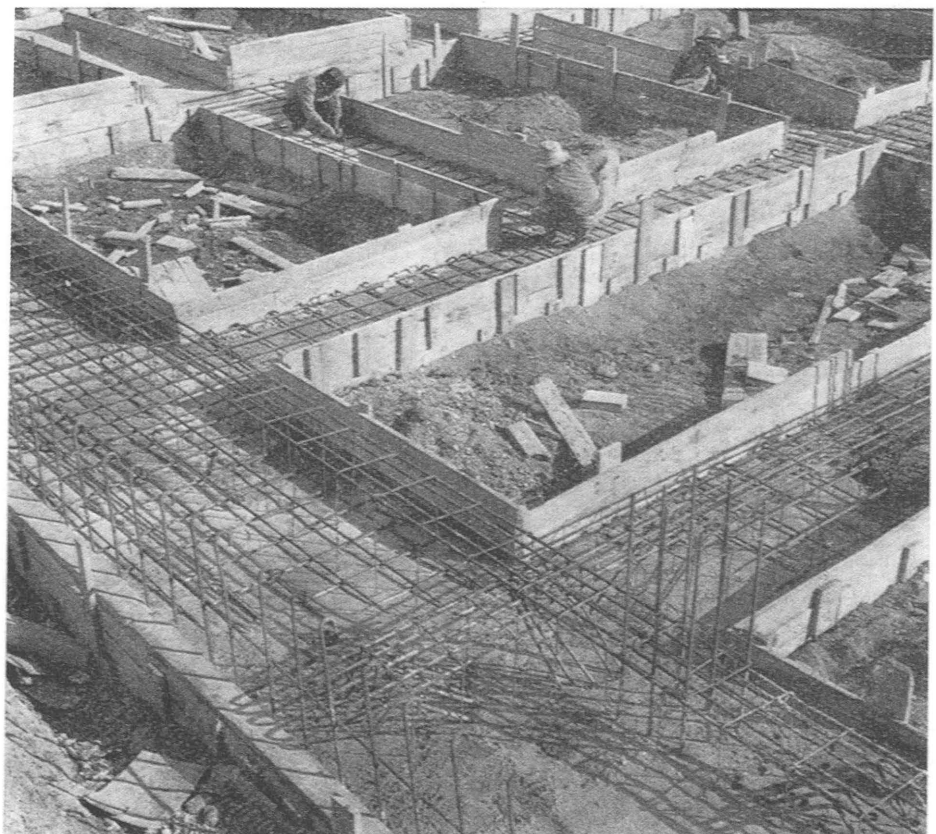
3. Placas

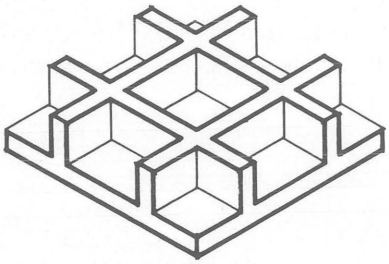
Al ir aumentando las cargas, si no se quiere (o puede) aumentar la profundidad del firme, hay que ir aumentando los anchos de zapata de cimentación hasta llegar al punto de constituir una losa continua. Con ello, las alas en T de las zapatas que trabajan en ménsula, mejoran sus condiciones de trabajo al poder hacerlo como placas continuas.

Fundamentalmente se pueden considerar dos tipos de placas de cimentación, según que el efecto de punzonamiento que ejercen los soportes sobre la placa se absorba con cuadrículas de vigas invertidas —PLACAS NERVADAS— o con capiteles invertidos —PLACAS FUNGIFORMES—. En las PLACAS NERVADAS la retícula de vigas invertidas define en sus nudos los puntos de arranque de pilares. Dado que el fallo del terreno bajo una cimentación superficial se produce por corrimiento del terreno que fluye alrededor de ella, es conveniente que las placas vuelen alrededor de la línea de fachada del edificio, y si ello no es posible, se recurre a crear una zanja perimetral que se hormigona en forma de zuncho.

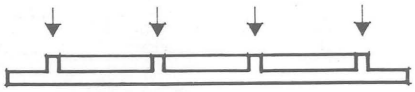


Figs. 16.5 y 16.6. Cimentación con zapatas corridas.

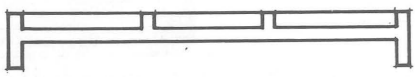




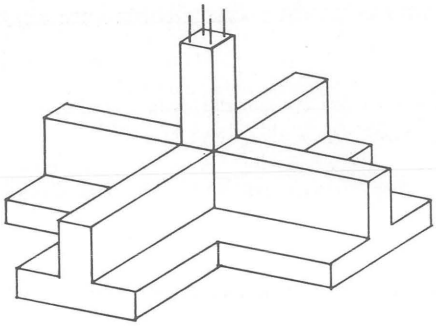
cimentación por placa nervada

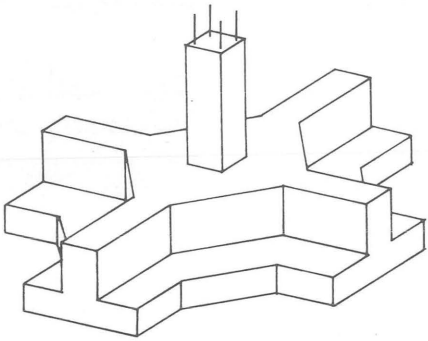


placa nervada con voladizo horizontal

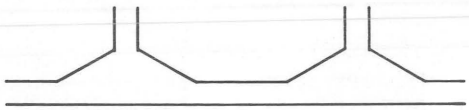


placa nervada con zuncho perimetral

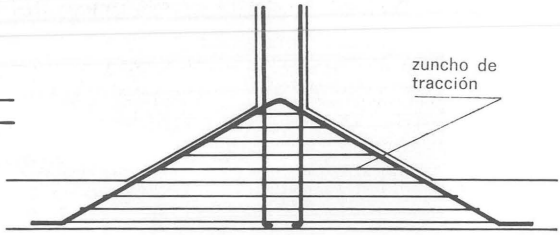


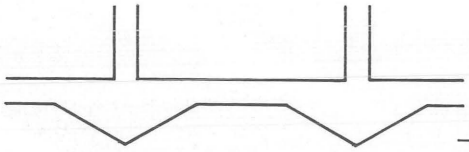


arranques de pilares en placas con nervaduras cruzadas



placa fungiforme con capiteles invertidos





placa fungiforme con capiteles por el trasdós

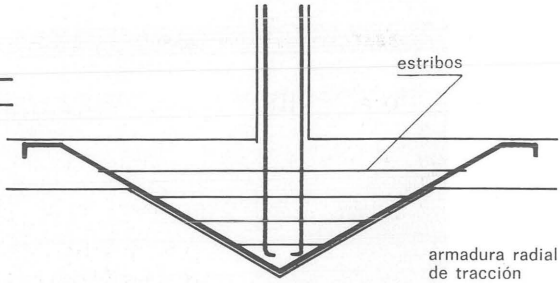


Fig. 16.7. **Placas de cimentación.**

En las PLACAS FUNGIFORMES, el capitel invertido puede ser visto por el intradós, y armado con parrillas y con armaduras de capitel debidamente estribadas; o con abultamiento por el trasdós y armaduras cónicas de tracción.

* * *

Para la estabilidad de toda cimentación, es condición indispensable que las resultantes de las cargas del edificio y de las reacciones del terreno sean colineales, con lo que se evita la producción de un par de vuelco. Esta condición se logra fácilmente en las cimentaciones por puntos y líneas independientes, pero cuando se trata de PLACAS y RETICULAS DE VIGAS INVERTIDAS esta condición es más difícil de lograr, y debe procederse al cálculo de los momentos estáticos, tanto de las cargas como de las reacciones para conseguirlo. Algunas veces es necesario lastrar alguna zona o ampliar la placa en determinadas direcciones para conseguir esta condición de equilibrio.

Otra solución será el realizar excavaciones en los terrenos de mayor profundidad en el centro que en los extremos; o bien, lastrando los extremos. En estos terrenos de cedimiento acusado, no son recomendables las cimentaciones aisladas, debiendo exigirse las placas o ir a cimentaciones profundas.

La resistencia al deslizamiento de la superficie de contacto de la placa de cimentación debe ser capaz de equilibrar una vez y media las fuerzas horizontales aplicadas en ella. Para establecer el equilibrio no se tendrán en cuenta los empujes pasivos del terreno, siempre que éste pueda desaparecer temporal o definitivamente, o en aquellas ocasiones en que sean inadmisibles los corrimientos horizontales del cimiento necesarios para originar dichos empujes; y en todo caso, no se tendrá en cuenta el empuje pasivo del metro superior del terreno.

Por ello, en edificios de altura, expuestos a la acción del viento, si es necesario recurrir a coartar este posible corrimiento del edificio en el terreno, se convierte la placa de cimentación en un gran cajón, cuyos muros perimetrales de cerramiento del sótano son capaces de transmitir al terreno las acciones horizontales para su debida absorción.

Cimentaciones profundas

Cuando al realizar la excavación de una cimentación ocurre que:

— el firme está excesivamente profundo;
— la naturaleza del terreno exige una entibación continua;
— hay que bajar por debajo de la capa freática, con los consiguientes problemas de achique del agua;

es evidente que hay que recurrir a otros métodos que permitan una mayor facilidad de ejecución de la cimentación y una mayor garantía de su comportamiento resistente. Ambas metas se consiguen con las cimentaciones por PILOTAJE, si bien para llegar al empleo de los pilotes de hormigón hubo que pasar antes por los pozos profundos ejecutados con la técnica de POZOS INDIOS, y por las consolidaciones del terreno con piedras.

1. Pozos indios

El pozo indio consiste en ua excavación circular, cuya pared lateral se va entibando con anillos prefabricados que se colocan por su parte superior, y que van bajando simultáneamente con la excavación. El procedimiento es seguro, pero lento, y además como mínimo el pozo excavado debe tener 1,20 m de diámetro, quedando de unos 0,90 m una vez acabado. El relleno con hormigón de este pozo exige gran volumen y resulta bastante antieconómico.

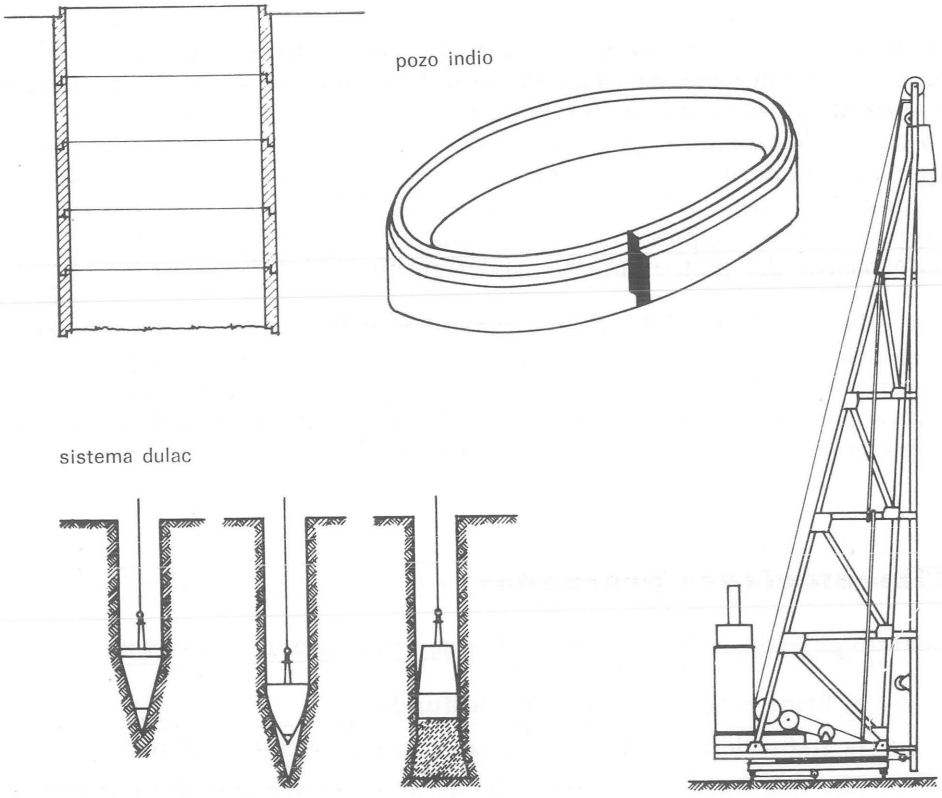


Fig. 16.8. Pozo indio y consolidación pétrea.

2. Consolidación pétrea

Constituye el sistema COMPRESOL, patentado en Francia en el año 1900 por el ingeniero DULAC. El procedimiento consiste en el empleo de mazas de unos 1.000 kg de peso, de 70 cm de diámetro, y de formas cónica, ojival y plana. Se inicia el trabajo dejando caer la maza cónica, que a fuerza de golpes va penetrando en el suelo. De vez en vez se va echando buen barro en la perforación, con lo que al volver a caer la maza cónica comprime el barro contra las paredes y va formando un tubo de barro resistente e impermeable, que impide la entrada del agua y el derrumbe de las paredes del pozo. Y golpe a golpe va profundizándose el pozo hasta alcanzar la profundidad deseada. Sacada la maza, se vierte cierta cantidad de piedra dura (de 20 a 30 cm de diámetro) y se van consolidando las tongadas sucesivas con la maza ojival, consiguiendo que las piedras se claven en el fondo y en las paredes, rompiendo el estubado de barro. Con ello se consigue un rudimentario pilote, de piedra, de gran resistencia por su gran diámetro e irregularidad de sus paredes.

3. Pilotajes

Ante el problema de apoyar una carga aislada sobre un terreno sin firme, o, si lo hay, difícilmente accesible, se recurre al empleo de PILOTES de cimentación, de los que existen grandes variedades, según sus formas de trabajo, o sus procedimientos de ejecución.

Por su forma de trabajo los pilotes se clasifican en (fig. 16.9):

a) *Pilotes rígidos,* que son aquellos cuya punta llega hasta el firme, transmitiéndole la carga aplicada en cabeza. La acción lateral del terreno elimina el riesgo de pandeo.

b) *Pilotes flotantes,* son aquellos cuya punta no llega al firme, quedando hincado en el terreno suelto y resistiendo por adherencia. Su valor resistente es función de la profundidad, diámetro y naturaleza del terreno.

c) *Pilotes semirrígidos,* son los que su punta llega al firme, pero éste está tan profundo o es tan poco firme, que el pilote resiste por carga en punta y por adherencia simultáneamente.

Por su modo de ejecución, los pilotes se clasifican en:

a) *Pilotes de hinca,* son análogos a los tradicionales pilotes de madera, pero definidos por pilotes de hormigón armado zunchado, u hormigón pretensado con contera de hierro en su cabeza y punta metálica. Se clavan a golpe de mazas, con martinete o

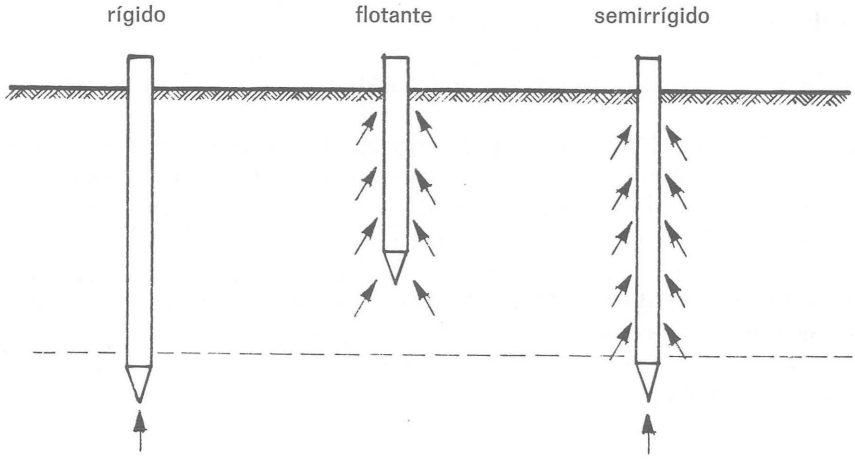


Fig. 16.9. Pilotes.

con martillo neumático y se prefabrican en toda su longitud o en tramos ensamblables.

Una vez clavado, el terreno ejerce sobre toda la superficie del pilote una fuerza de adherencia, y el pilote puede soportar «verticalmente» una carga por valor inferior al necesario para clavarlo más. Este efecto de adherencia se aumenta al clavar más pilotes en las proximidades, pudiéndose conseguir por este procedimiento la consolidación del terreno.

b) *Pilotes «hormigonados in situ»* o «zapilotes», cuya técnica consiste en realizar primero el sondeo y luego rellenar de hormigón armado, fuertemente compactado la perforación ejecutada. El sistema requiere el empleo de revestimientos, generalmente recuperables, cuando el terreno es muy suelto o está bajo el nivel freático.

* * *

Los PILOTES DE HINCA se diseñan de acuerdo con el estudio geológico del lugar y de la mecánica del suelo. Si se tiene en cuenta que las capas resistentes se encuentran con mucha frecuencia a 30 m o más de profundidad, resulta la necesidad de construir pilotes de dicha longitud o más largos, lo que elimina en el momento actual a los pilotes de madera, que por su poca capacidad de carga individual y la longitud de la madera disponible, los hace antieconómicos. Los pilotes metálicos, ya sean de viguetas, de otros perfiles estructurales, o tubulares, aun cuando pueden hacerse de la longitud y resistencia necesaria son actualmente antieconómicos.

Los pilotes de hormigón prefabricados tienen la ventaja de diseñarse y construirse para cualquier carga que se necesite, con las dimensiones requeridas y reforzándolos adecuadamente.

Si se construyen pilotes prefabricados de hormigón de 30 o más metros de longitud, sus dimensiones y sus refuerzos los harían prohibitivos, a más de que se necesitaría disponer de mesas de grandes dimensiones para su colocado y manejo en los patios de construcción; su transporte a las obras y su hincado requerirían equipos costosos. Esto se subsana fabricando tramos de 8 a 12 m de longitud, cuya construcción, manejo, transporte e hincado es económico, y uniendo los tramos con juntas metálicas adecuadas, se obtienen pilotes de la longitud que se desee, con un costo mínimo.

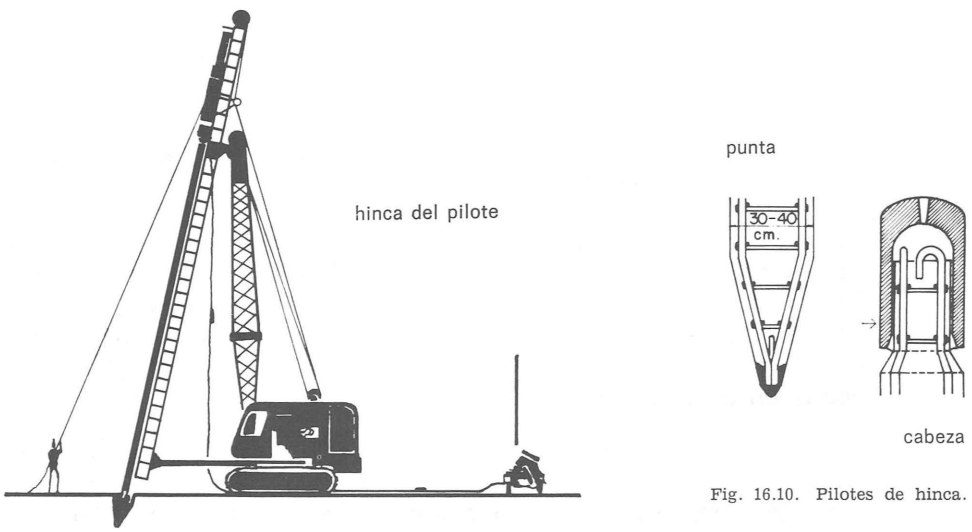


Fig. 16.10. Pilotes de hinca.

La junta metálica debe ser rígida e impermeable, tan resistente o más que el pilote mismo, a la flexión, esfuerzo cortante, tensión y percusión; requisitos que llena ampliamente la junta soldada, que esencialmente consiste en dos casquillos metálicos, que se colocan durante el hormigonado en los extremos de los tramos de pilote por unir, y para fijarlos más firmemente al hormigón se sueldan interiormente a los casquillos anclas metálicas de las dimensiones adecuadas, que quedan embebidas en el hormigón. Se colocan a tope los extremos de tramos por unir, haciendo coincidir periféricamente los casquillos metálicos y soldándolos con uno o más cordones de soldadura, a fin de obtener la resistencia deseada.

El empleo de tramos prefabricados de 8 a 12 m de longitud, permite controlar la verticalidad del pilote antes de hincarlo y durante el hincado, pues el tramo queda firmemente sujeto por la base del martillo y por una abrazadera que se coloca en la base de las guías, lo que sujeta

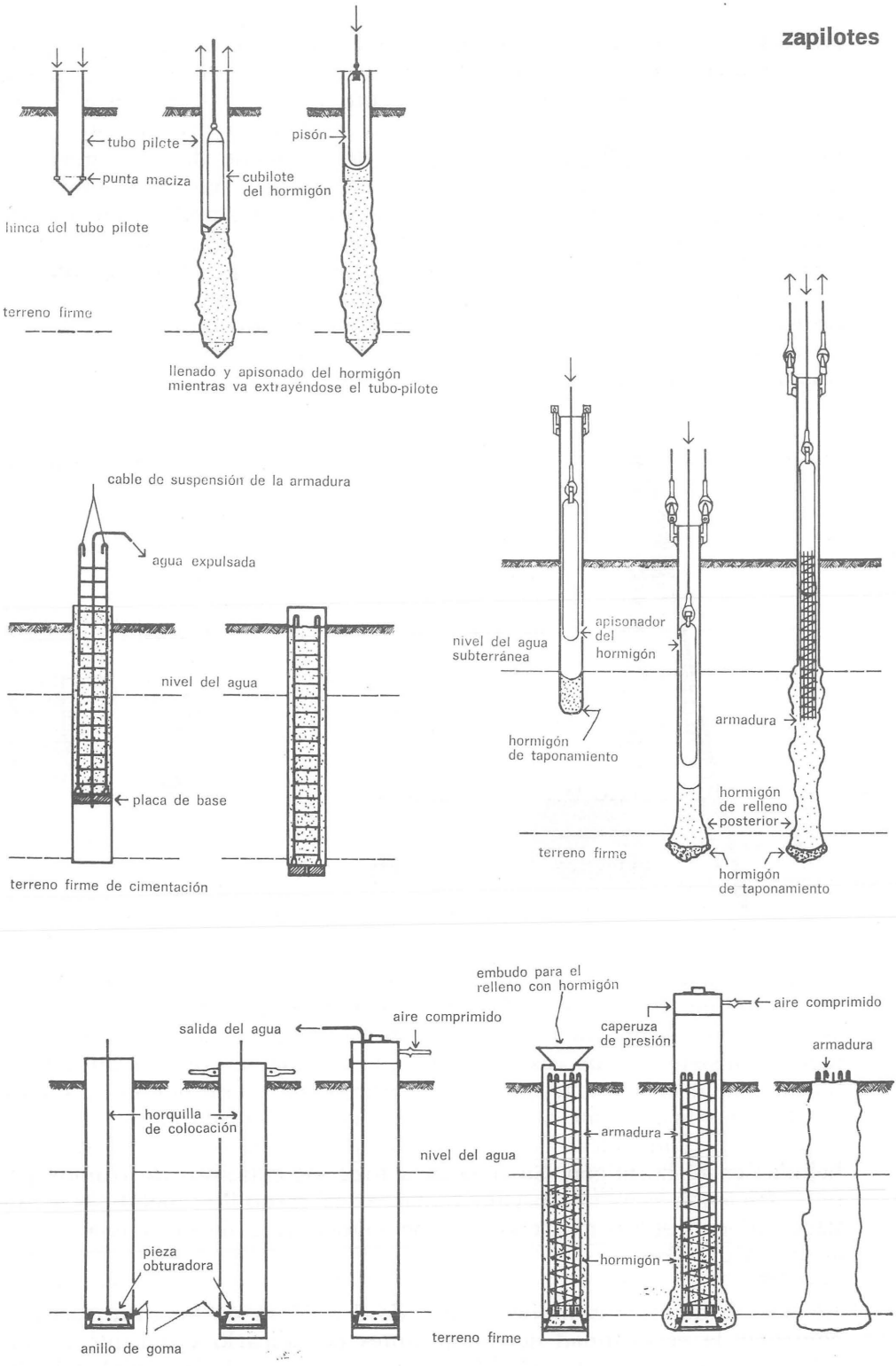


Fig. 16.11. Pilotes hormigonados «in situ».

al pilote en dos puntos separados varios metros y lo fija a las guías de la máquina de hinca, que a su vez se colocan y mantienen a plomo, o con la inclinación especificada. Sólo con guías adecuadas puede asegurarse la verticalidad de los pilotes o hincarlos con la inclinación fijada en los proyectos.

A los pilotes de hormigón armado les están sustituyendo ventajosamente los pilotes de hormigón pretensado de sección tubular, que son más ligeros, más resistentes y pueden fabricarse en longitudes mayores.

* * *

El ZAPILOTE es un nuevo sistema de cimentación, que se caracteriza por su rapidez, seguridad y economía. En síntesis, es una zapata profunda hecha mecánicamente desde la superficie, con fuste de pilote, por lo que participa de las propiedades de ambos. La rapidez del sistema y la capacidad de carga por zapilote —hasta 400 Tm— proporcionan una notable economía sin merma de la seguridad, ya que todas las operaciones se efectúan desde la superficie del terreno sin necesidad de efectuar excavación previa alguna en el solar, aunque el edificio comprenda varios sótanos. Una sola máquina base realiza las operaciones de PERFORACION, ACAMPANADO, ENTUBADO y DESENTUBADO. Sus diversos sistemas patentados se clasifican en tres grandes grupos, según que realicen:

1.° Por EXCAVACION y ENTUBADO.

2.° Por hinca de un azuche o tapón de hormigón prefabricado, por APISONADO y ENTUBADO.

3.° Por EXCAVACION y simultánea inyección de lodos, y posterior colocación de hormigón inyectado,

y en todos ellos, la armadura se coloca antes de hormigonar.

* * *

Para el apoyo de la estructura sobre los pilotes se recurre al empleo de cabezales o ZAMPEADOS, constituidos por vigas o placas de gran canto y reducida luz, que atan las cabezas de dos o más pilotes sobre los que se va a apoyar cada pilar. Estos zampeados han de soportar unas fuertes solicitaciones a esfuerzo cortante, por lo que suelen adoptarse las siguientes disposiciones constructivas:

1. El ancho sobresale por lo menos 10 cm a cada lado de la cabeza del pilote.

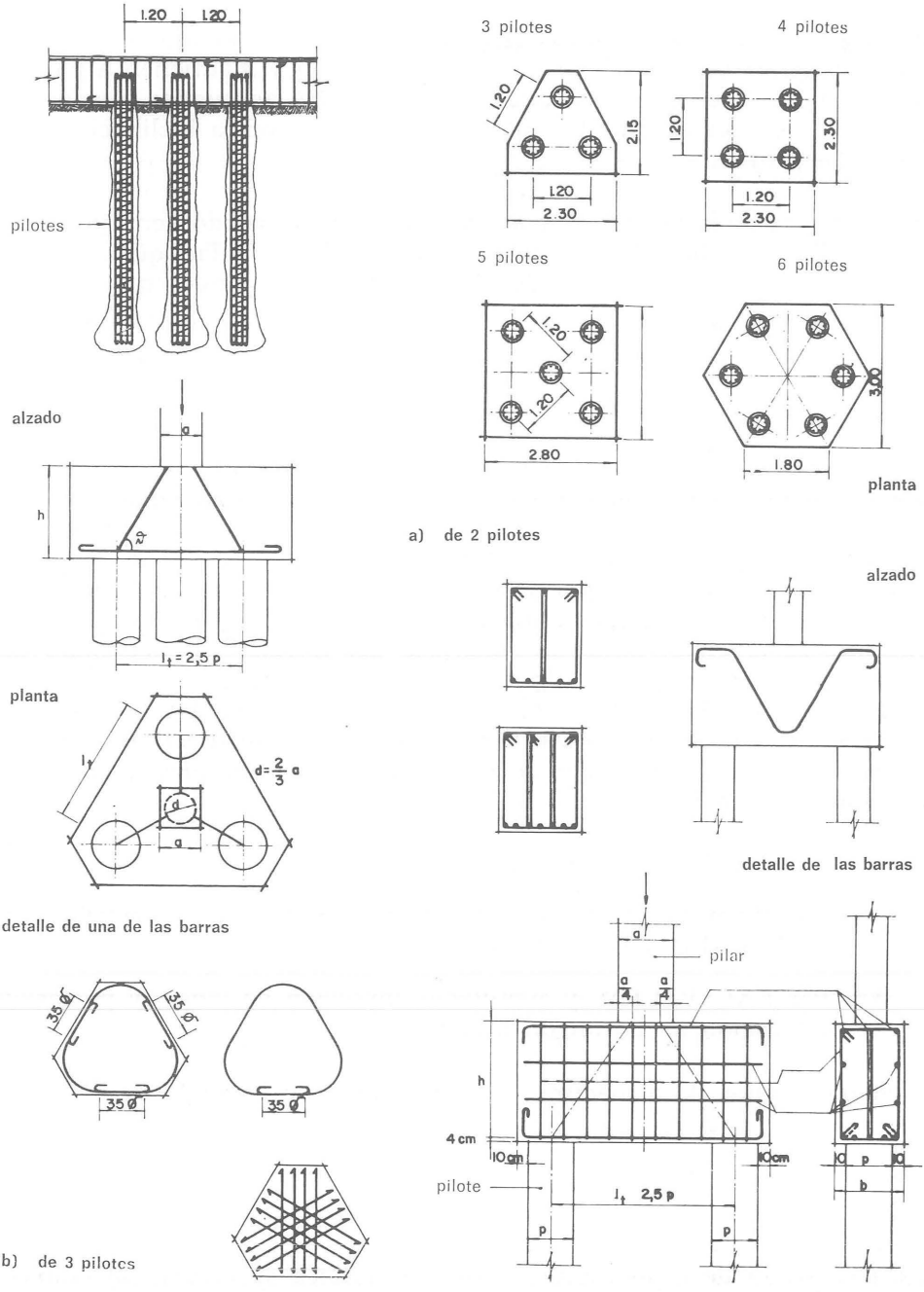


Fig. 16.12. Zampeados.

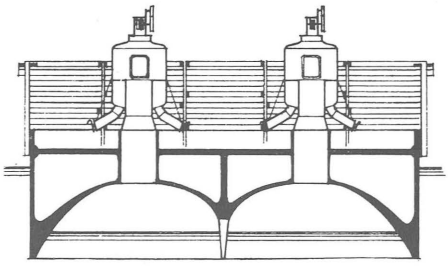
2. Se arma con estribos, en vez de con cercos, definiendo cuchillos con el mayor número posible de barras transversales.

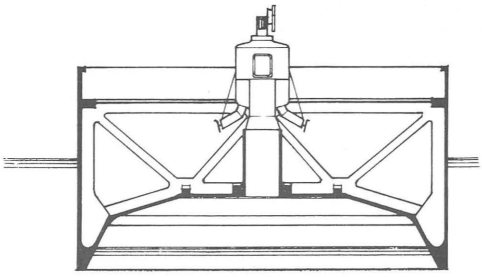
3. Se recurre, frecuentemente, a reforzar la capacidad de absorción a esfuerzo cortante con el empleo de barras dobladas.

Cimentaciones especiales

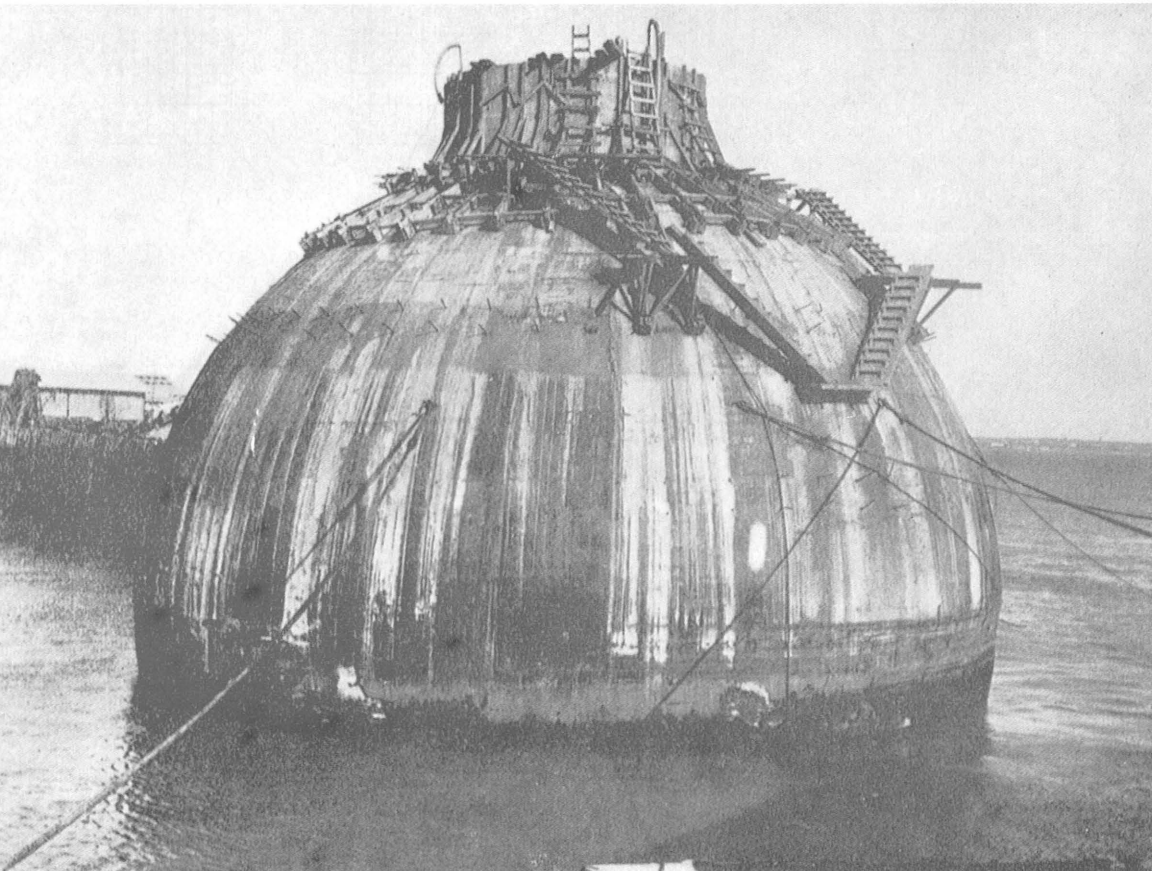
Aparte de su condición especial de cimentaciones superficiales y profundas, existen diversos casos de soluciones singulares que permiten resolver de forma idónea la cimentación en condiciones muy particulares; todas estas soluciones constituyen las CIMENTACIONES ESPECIALES, entre las que cabe destacar las siguientes:

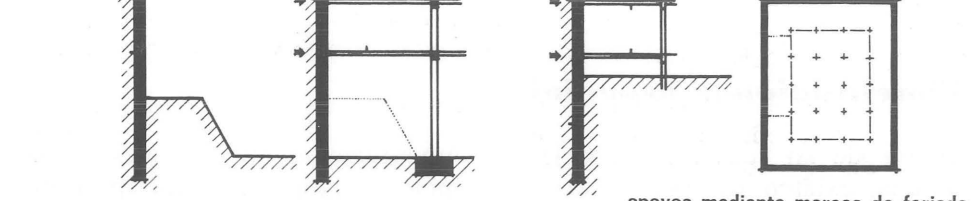
1. CAJONES FLOTANTES. Solución empleada para cimentar bajo el agua, consistente en fabricar en la orilla un cajón, que una vez prefabricado se traslada por flotación al lugar adecuado, y se hace su inmersión dejando entrar el agua en sus cavidades





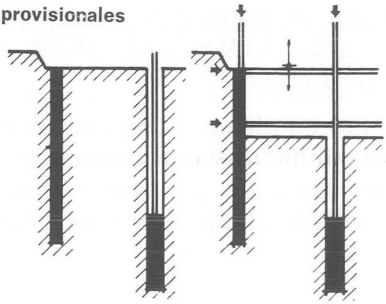
Figs. 16.13 y 16.14. Cajones flotantes.



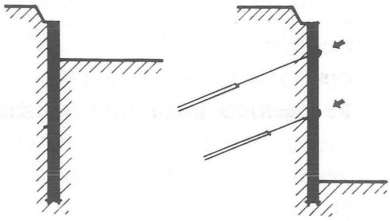


taludes provisionales

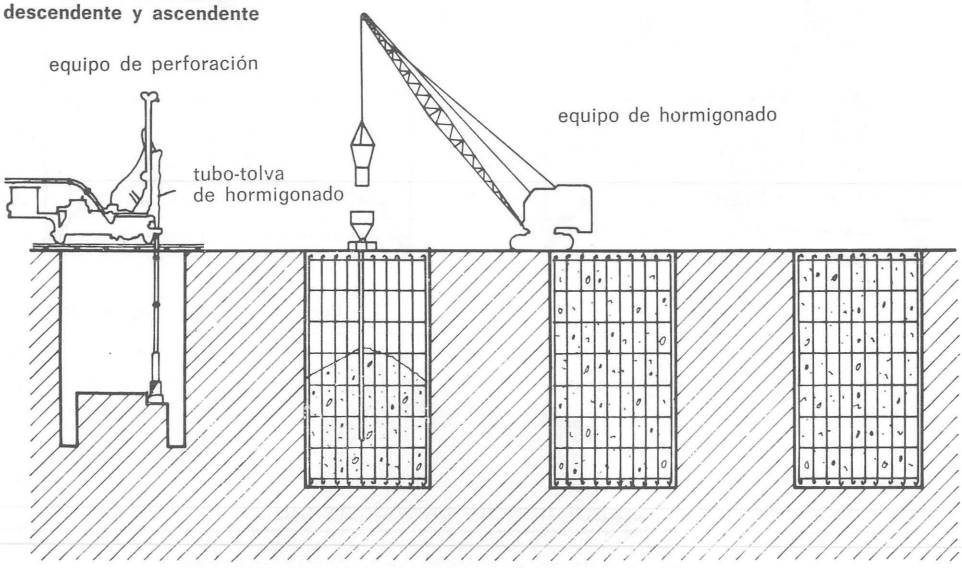
apoyos mediante marcos de forjado



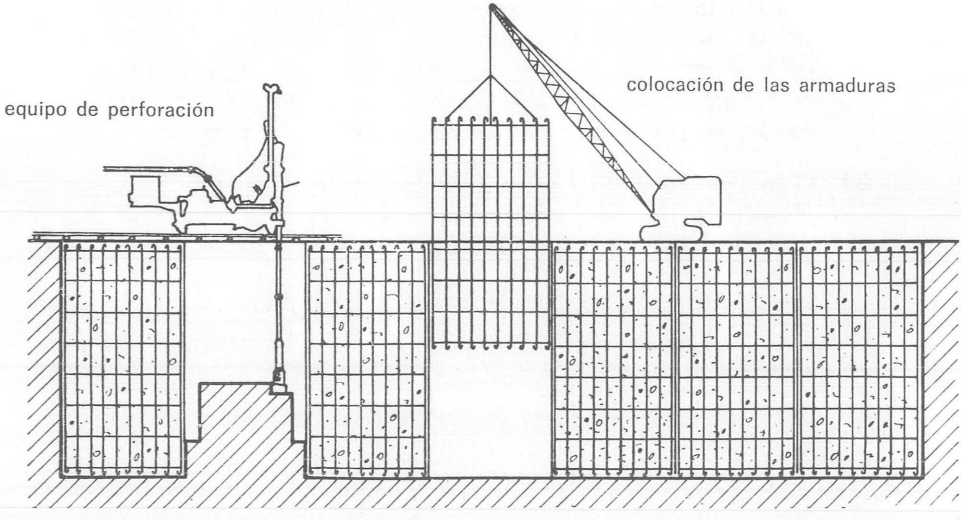
construcción simultánea descendente y ascendente



pantalla anclada



1. Ejecución progresiva de los paneles de la serie impar



2. Ejecución progresiva de los paneles de la serie par

Fig. 16.15. Pantallas continuas.

huecas interiores. La fijación y nivelación en el fondo se hace con ayuda de buzos, hombres-ranas o con obreros especializados que trabajan en campanas neumáticas.

2. PILOTES DE CONTROL. Definidos por pilotes en cuya cabeza se acopla un dispositivo que permite regular la altura de los zampeados,y que por lo tanto permiten subir o bajar el nivel de un edificio. Es solución corrientemente empleada en la ciudad de México para compensar los cedimientos del terreno.

3. CIMENTACIONES POR FLOTACION. Constituye un caso singular de las cimentaciones por placa, en las que por tratarse de terrenos fangosos o fluidos y existir uno o varios sótanos, la subpresión o empuje ascensional tiene un valor considerable, y la placa, con sus muros perimetrales se sustenta por flotación, análogamente a un barco.

4. PANTALLAS INYECTADAS. Constituyen un caso particular de los muros de contención de sótano, cuya originalidad se basa en su proceso constructivo. Este consiste en que se hace la excavación del muro por medios mecánicos y simultáneamente a la excavación se rellena el volumen excavado con una emulsión de bentonita, que por su gran fluidez y densidad mantiene el equilibrio del terreno. Después se colocan las armaduras y se inyecta el hormigón a presión, que desplaza la bentonita que es recuperable. Es solución que se emplea en terrenos flojos y para evitar problemas a las construcciones medianeras ya existentes.

   Una vez contruida la pantalla, si se realiza toda la excavación, los empujes del terreno colindante han de ser absorbidos totalmente por la pantalla, por lo que si su altura es considerable, por existir varias plantas de sótano, se recurre a una de estas soluciones:

   a) Construyendo los forjados de arriba a abajo, a la vez que se realiza la excavación, con lo que contribuye a la absorción de las acciones horizontales a modo de codales. Si existen pilares intermedios, se construyen antes de iniciar la construcción de los forjados, como si fuesen pilotes que, al excavar, se recrecen y refuerzan entre cada planta.

   b) Conforme se va profundizando en la excavación, se va anclando la pantalla mediante series de anclajes o pilotes de tracción ordenados en hiladas horizontales.

5. PILOTES DE TRACCION. Son en realidad pilotes de hormigón pretensado, hechos anclando las armaduras en el ensanchamiento producido en la punta del pilote. Se emplean para anclar tirantes, quebrar su trayectoria, o para estabilizar pantallas o muros de contención.

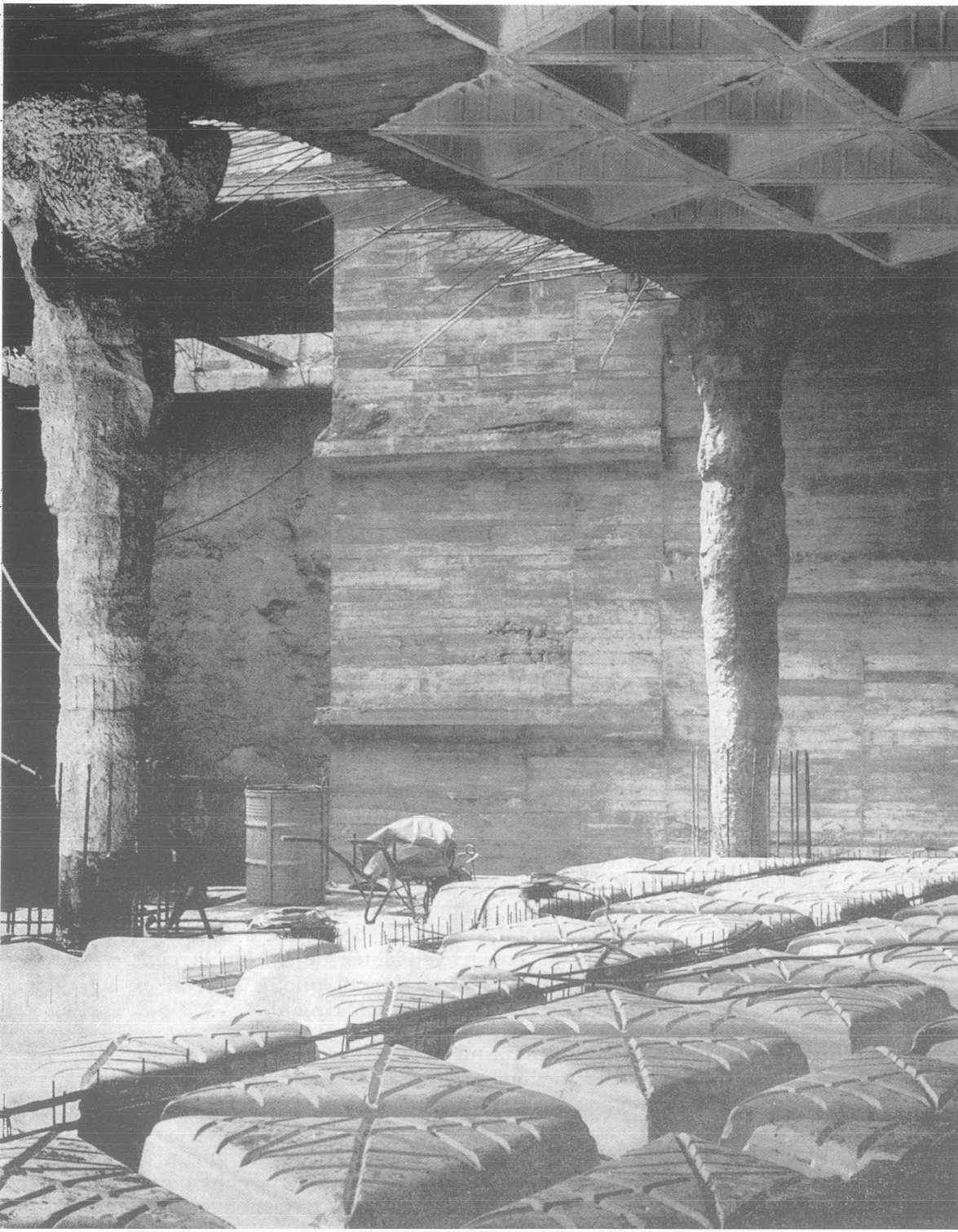


Fig. 16.15. Pilotes hormigonados antes de la excavación y transformados en pilares después. Torres Colón. Arquitecto: A. Lamela.

17 elementos lineales

Generalidades ☆ Soportes ☆ Vigas ☆ Arcos ☆ Cerchas

Generalidades

En las estructuras de hormigón armado, suelen desempeñar un importante papel las piezas lineales, definidas por elementos de reducidas dimensiones de su sección transversal, en comparación con su longitud. Tales piezas dan origen a una serie de elementos constructivos elementales, que son capaces de resolver múltiples problemas; fundamentalmente están constituidos por:

1. SOPORTES o PILARES, encargados, generalmente, de la transmisión vertical hasta la cimentación de las cargas, y que suelen soportar esfuerzos de compresión.
2. TIRANTES, o elementos en tracción que se anclan entre dos puntos para atirantarlos o colgarse de ellos.
3. VIGAS o JACENAS, que salvan una determinada luz, soportando solicitaciones principales de flexión.
4. ARCOS, que saltan sobre un vano, encurvándose para que la acción de los empujes reduzca, o incluso anule, las flexiones, a cambio de soportar compresiones.

Todos ellos pueden constituir elementos aislados o combinados, definiendo formas planas elementales, en forma de:

5. CERCHAS trianguladas, en las que TORNAPUNTAS y TIRANTES soportan compresiones y tracciones pese a la solicitación de flexión del conjunto.
6. PORTICOS reticulados, de PILARES y VIGAS con rigidez de nudos.

Al analizar el problema de soportar unas cargas que actúan en la luz de un vano, se pueden ver no sólo las distintas FORMAS posibles de resolver el problema, sino sus distintos planteamientos y limitaciones. Porque las acciones que actúan en el vano han de ser transmitidas a los apoyos y equilibradas por las reacciones, estando ambas enlazadas y condicionadas por un elemento constructivo, cuyas condiciones

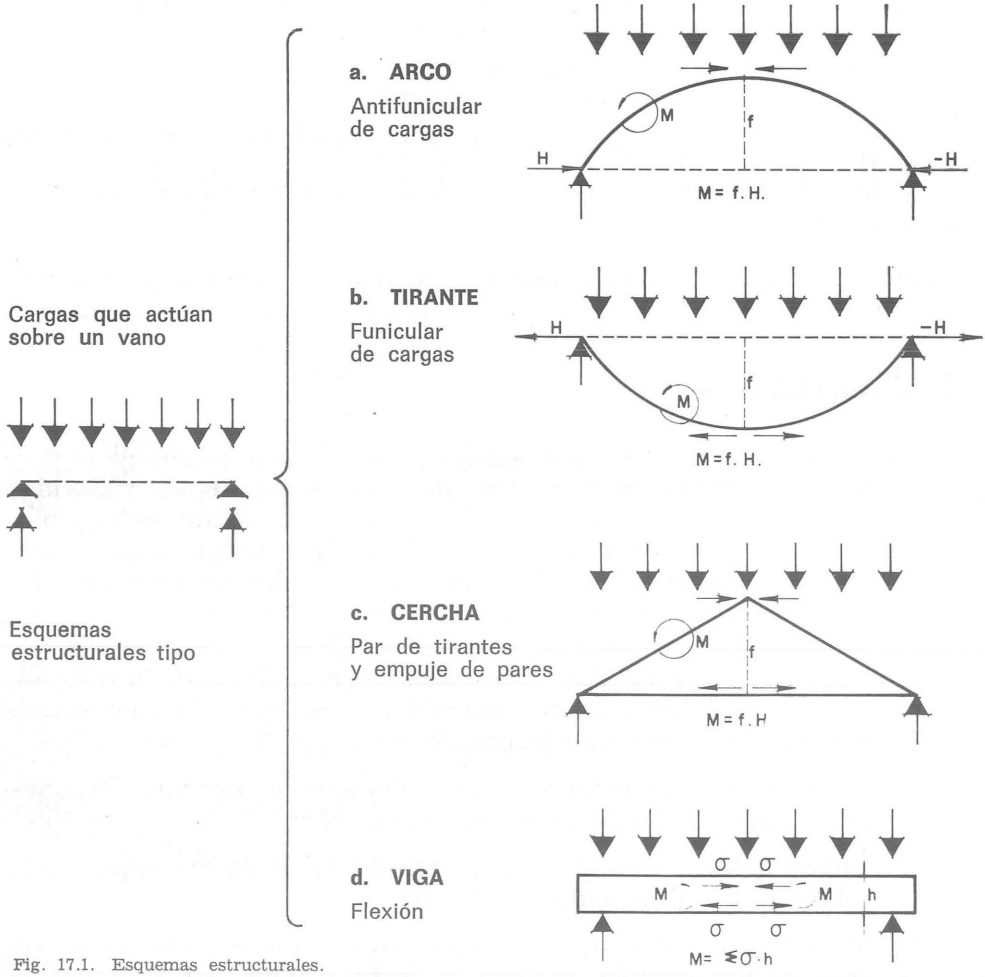


Fig. 17.1. Esquemas estructurales.

de trabajo son función de su FORMA y CONDICIONES DE APOYO, y cuyas condiciones de seguridad son función de su MATERIAL y DIMENSIONES. En las figuras 16.1 a), b), c) y d) se reseñan los esquemas más simples del equilibrio de estas soluciones estructurales.

Soportes

Dado que la misión fundamental de un soporte es la transmisión vertical de cargas, es lógico que sus formas más corrientes sean las prismáticas y cilíndricas, de eje vertical, empotradas en pie y cabeza, dada la continuidad de las estructuras de hormigón armado. Esta continuidad hace que las vigas que en él se empotran queden aliviadas de parte del momento que las solicitan, pero que indudablemente van a afectar

al soporte. Por ello no es de extrañar que cuando los momentos no están equilibrados en las vigas (caso general de pilares extremos), resulte que un pilar pueda romperse al hacerlo más grueso, porque entonces absorbe más momento.

Este planteamiento paradógico puede llegar a señalar la conveniencia de romper el empotramiento e ir a soluciones de articulación o simple apoyo.

¿Cómo se organiza constructivamente un pilar?... Con las ya descritas armaduras-tipo longitudinales y transversales, por lo que sólo hay que añadir que las solicitaciones de flexión suelen obligar a concentrar las armaduras en las caras normales a la dirección de las vigas.

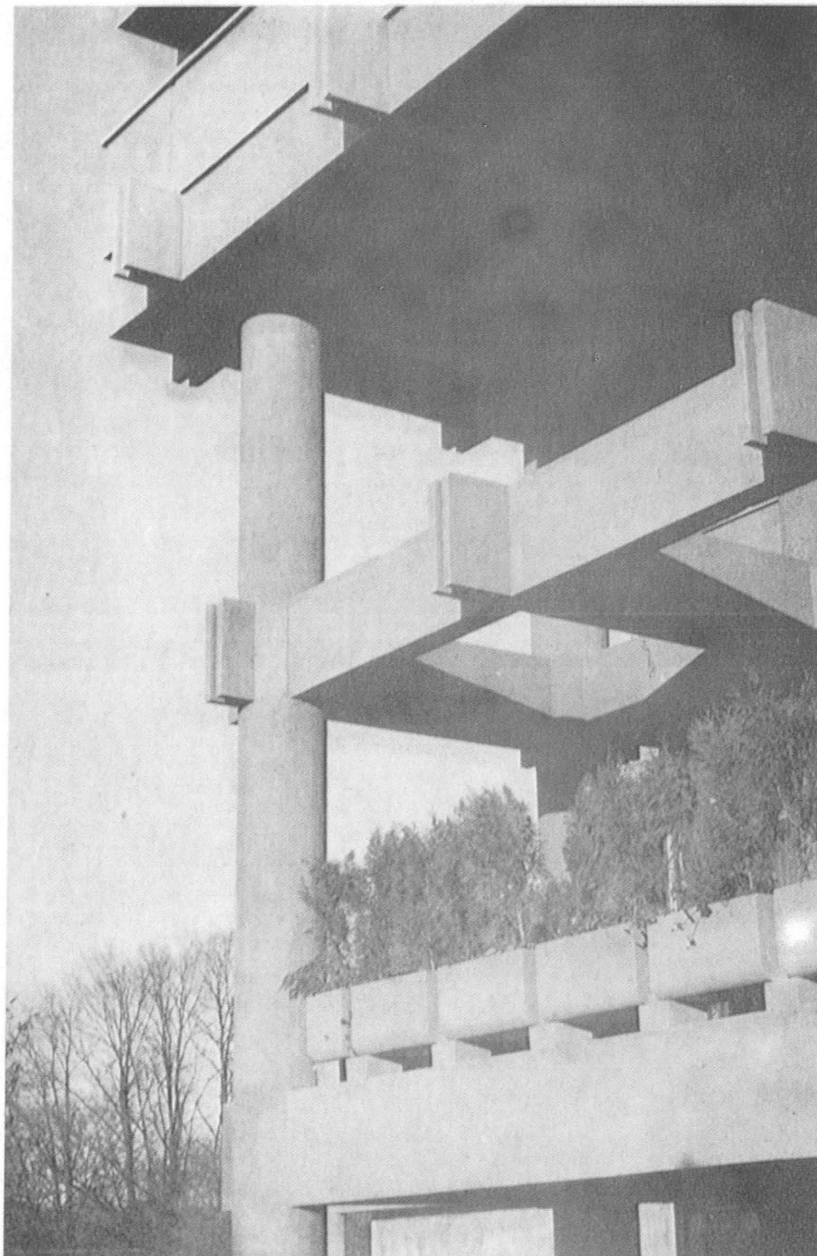


Fig. 17.2. Pilar circular. Residencia Siao-Sin. Arquitecto: J. de Haro.

pilares arborescentes

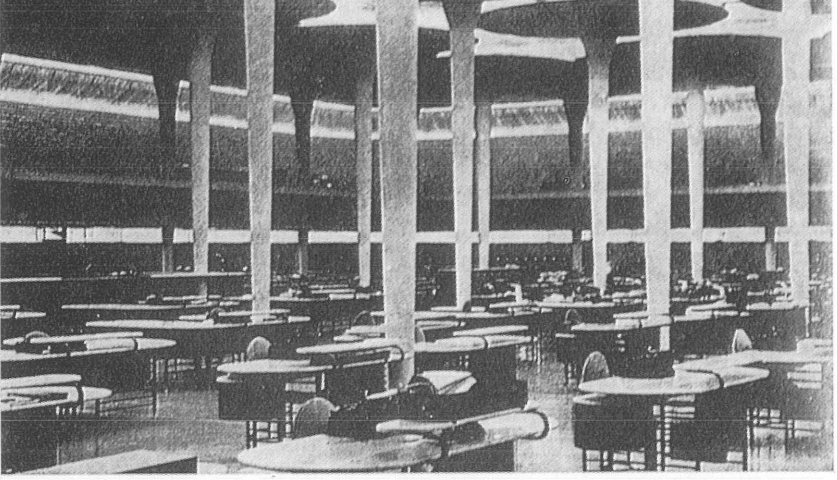


Fig. 17.3. Fábrica Johson. Arquitecto: Frank Lloyd Wright.

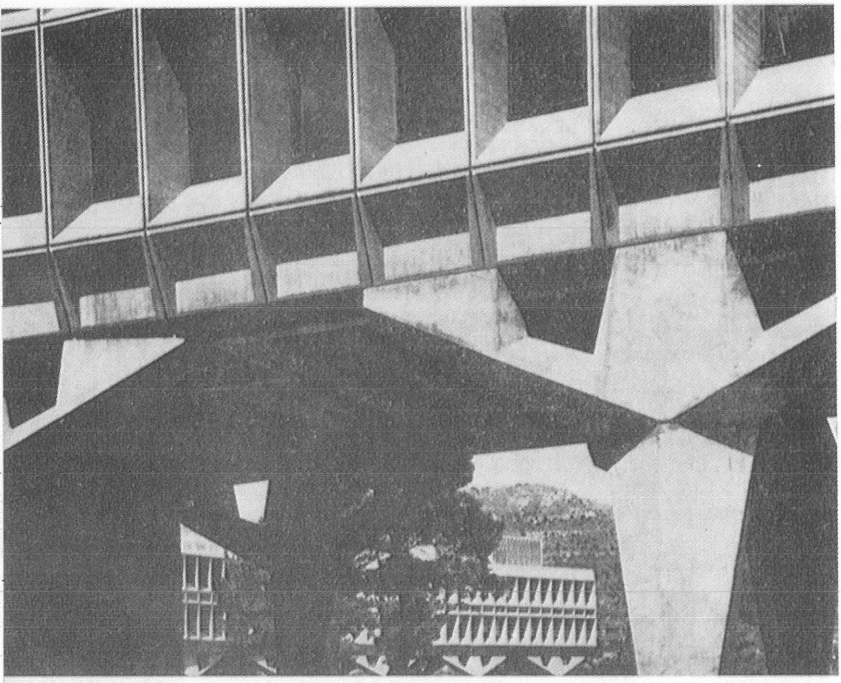


Fig. 17.4. I.B.M. en Boca Ratón. Arquitecto: M. Breuer.

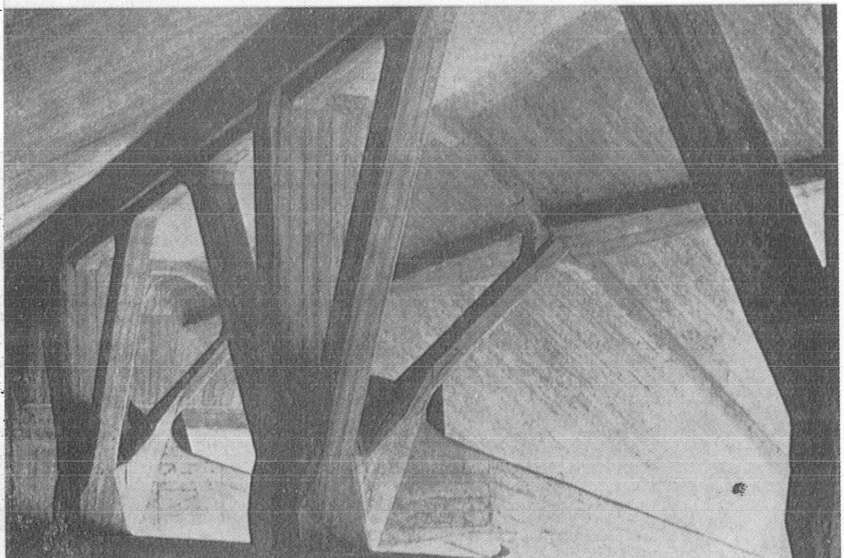


Fig. 17.5. Iglesia de San Juan Bauttista. Michelucci y Vannucci, arquitectos.

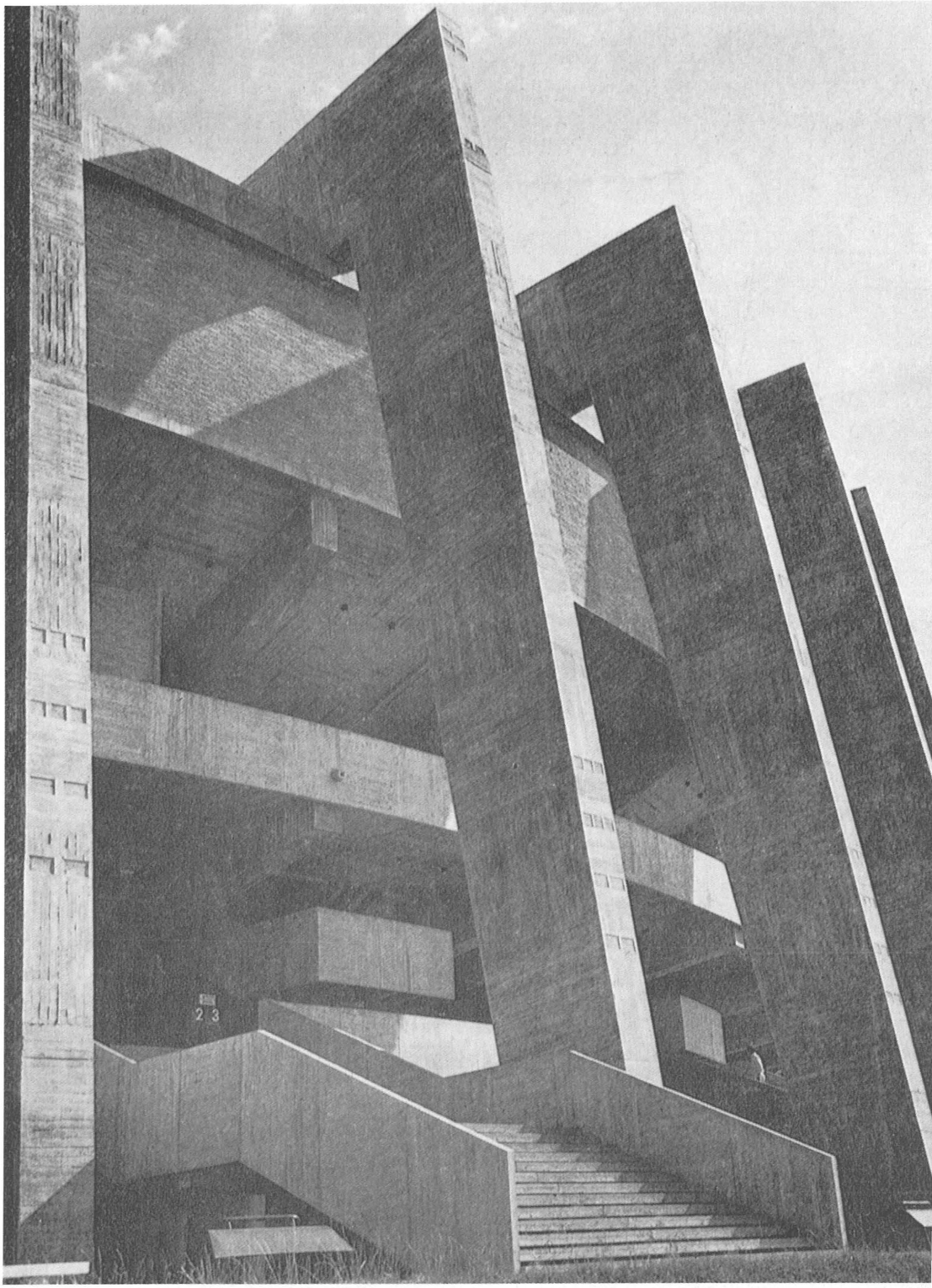
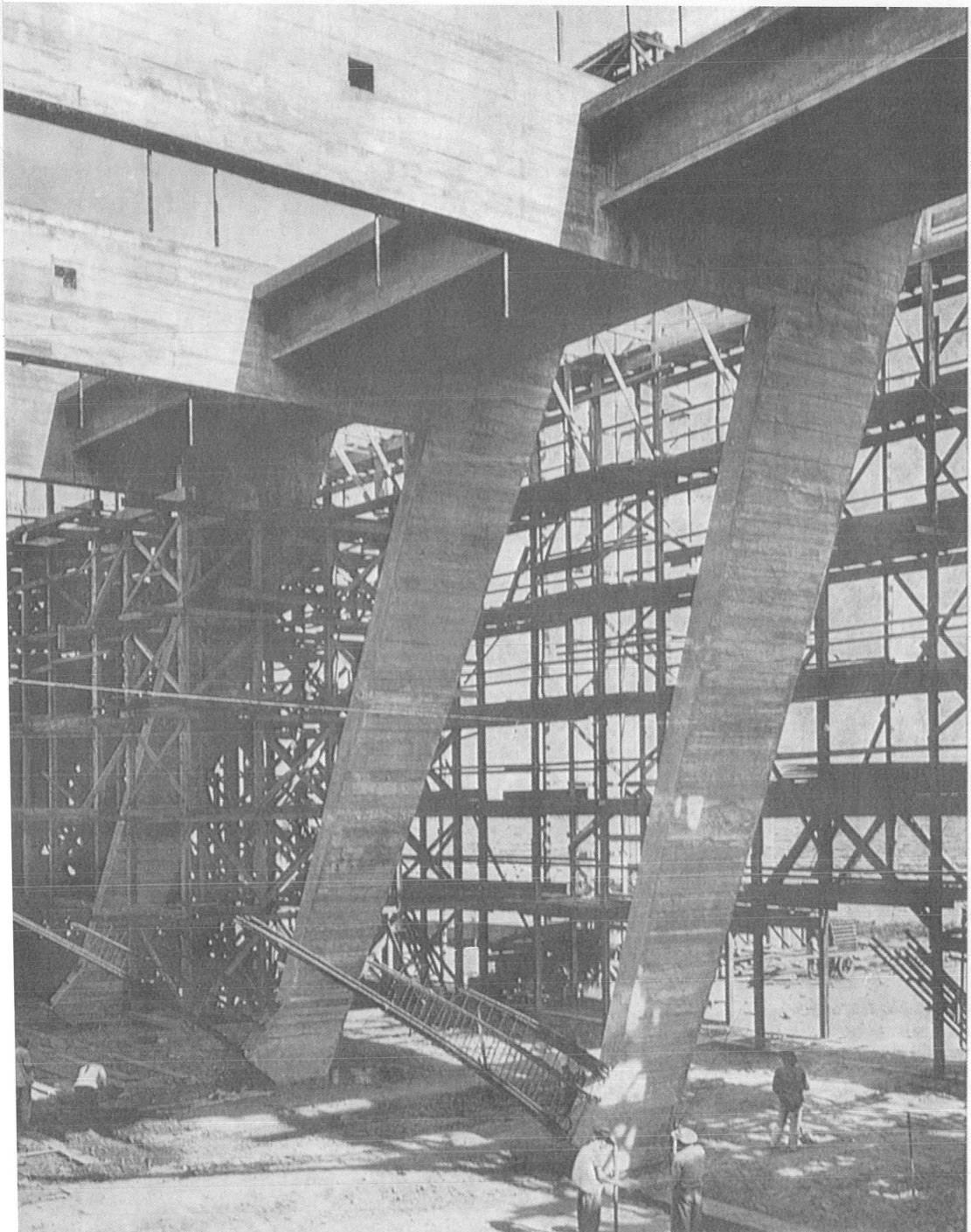
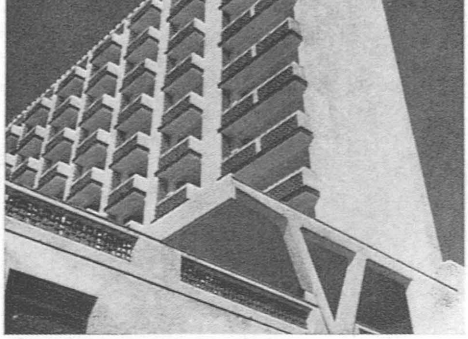


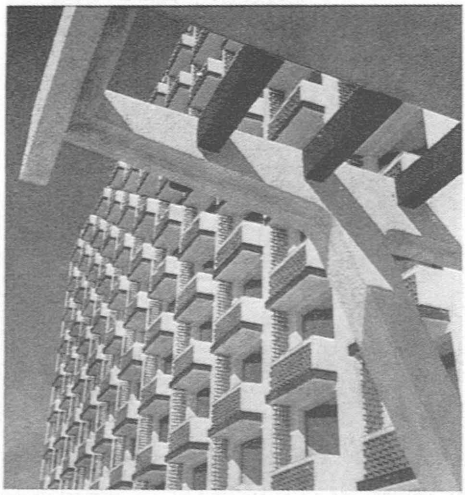
Fig. 17.6. Centro de Orientación de Universidades Laborales de Valencia. Salón de Actos. Arquitecto: Moreno Barberá.

Si el pilar cambia su forma prismática, haciendo girar su sección transversal al par que se desplaza a lo largo del eje se obtiene un pilar SALOMONICO; y si se desplaza según aristas rectas oblicuas, dan origen a pilares con caras en paraboloide hiperbólico. En la primera solu-

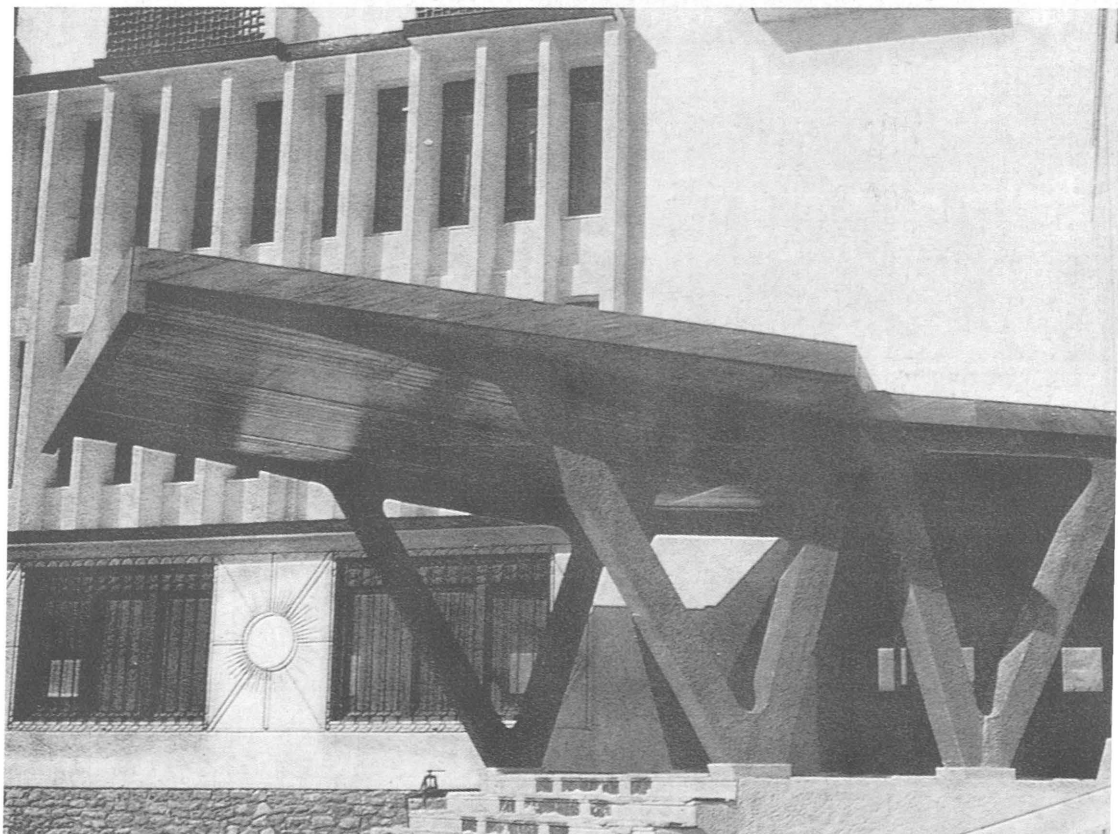
Fig. 17.7. Pilares inclinados. Museo de Arte Moderno, Río de Janeiro. Arquitecto: A. E. Reidy.







Figs. 17.8 a 17.10. Pilares en V. y W.
Residencia de la Seguridad Social, Almería.
Arquitecto: F. Cassinello.



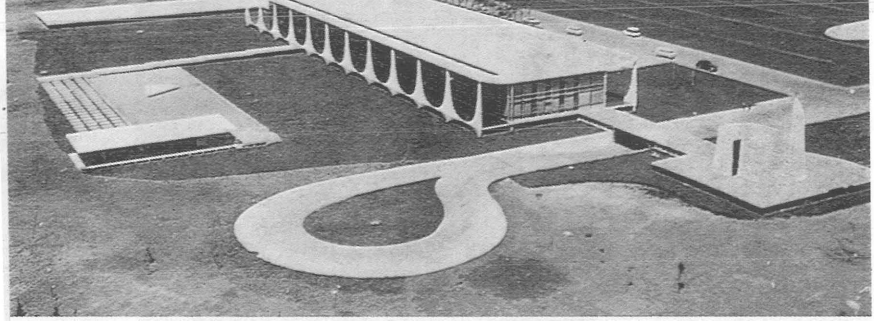


Fig. 17.11. Palacio Alborada, Brasilia.
O. Niemeyer, Arq.

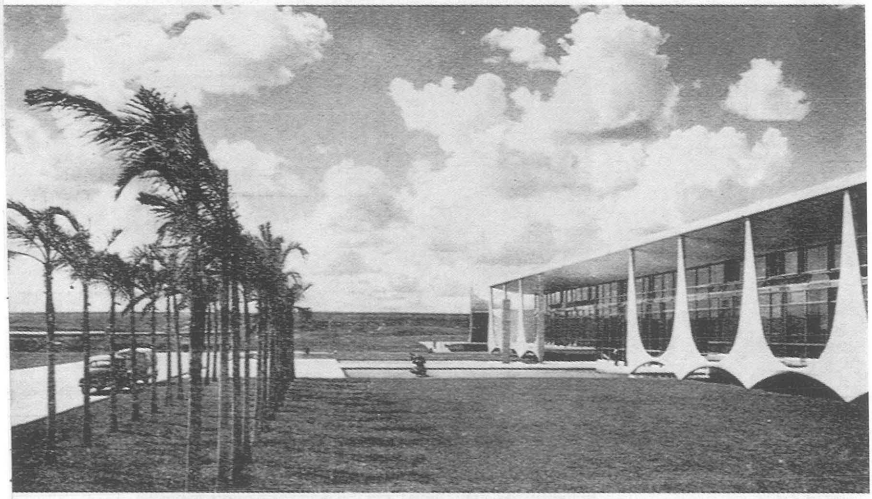


Fig. 17.12. Palacio Alborada, Brasilia.
O. Niemeyer, Arq.

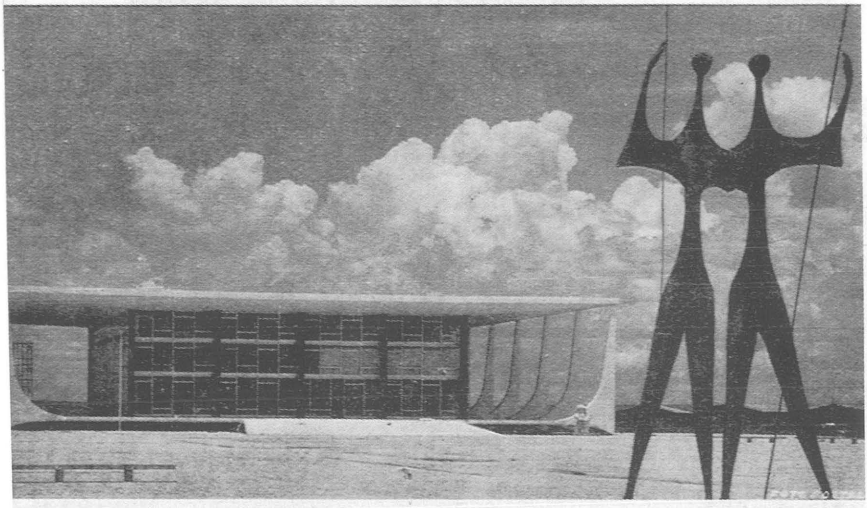
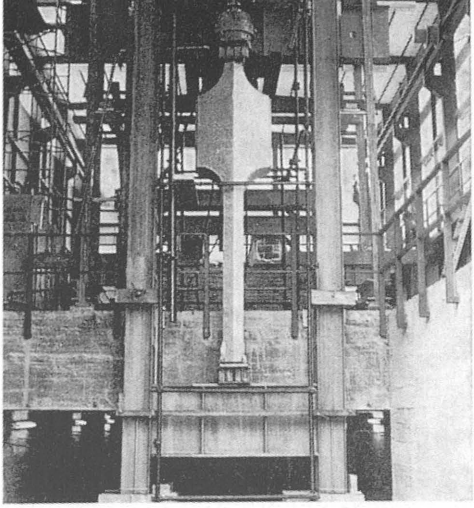


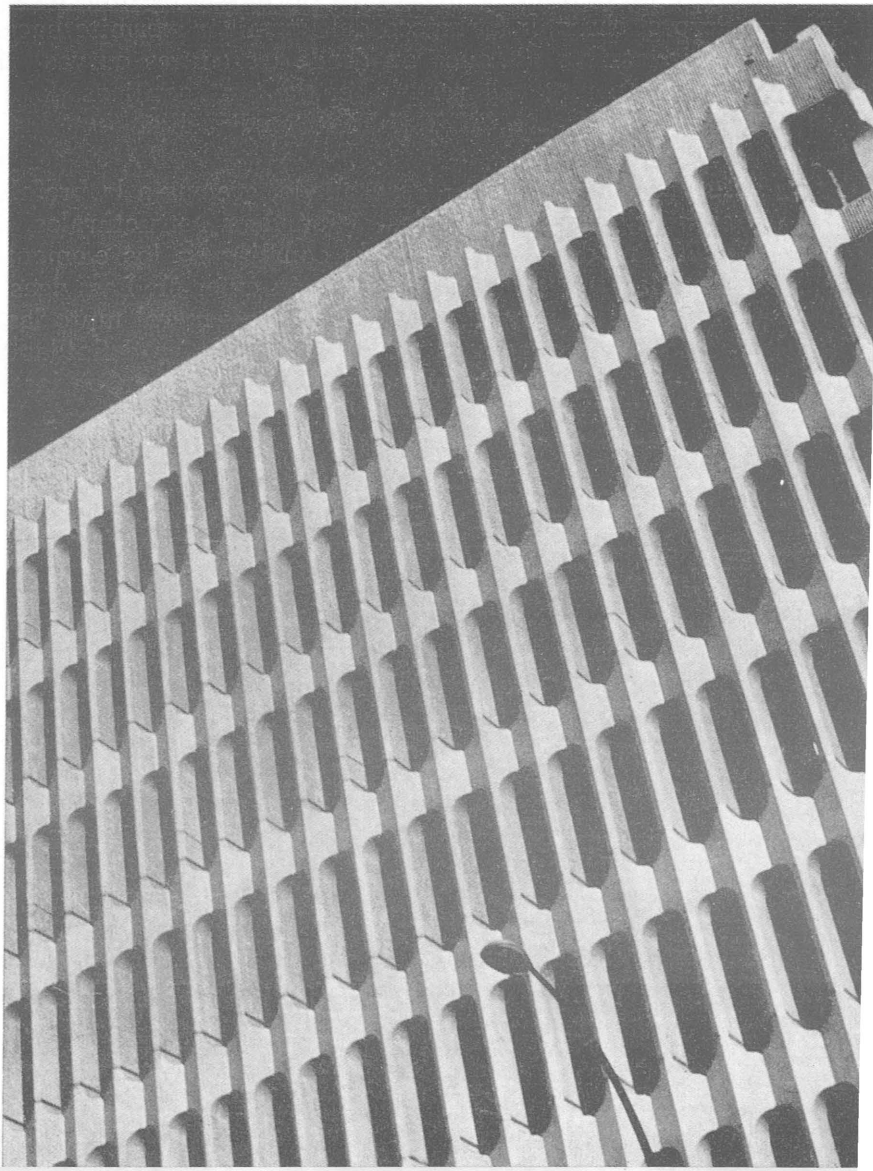
Fig. 17.13. Palacio de Justicia, Brasilia.
O. Niemeyer, Arq.

Fig. 17.14. Palacio de los Tres Poderes, Brasilia.
O. Niemeyer, Arq.



ensayo del pilar
y sus juntas de neopreno

Fig.s 17.15 y 17.16. Edificio Beatriz, Madrid.
Arquitecto: Eleuterio Población.



vista parcial
de su fachada

ción las armaduras transversales son todas iguales, pero las longitudinales son hélices en vez de rectas; en cambio, en la segunda solución las armaduras longitudinales son rectas, pero las transversales cambian de dimensión y forma.

Un tipo de soporte corrientemente empleado hoy día es el de forma en V, de doble brazo, cuya forma depende de la existencia o no de tirante. Cuando no existe tirante superior, cada brazo actúa como ménsula, por lo que suele adoptar sección variable con mayor canto en sus arranques. Por el contrario, si existe tirante, los brazos trabajan como tornapuntas y pueden tener sección constante o incluso tener más canto arriba para reforzar su empotramiento en el tirante; para evitar la fisuración del tirante o todo el hormigón es capaz de absorber la tracción, aunque no se tenga en cuenta su colaboración en el cálculo, o se coloca la armadura en tensión.

Pero el carácter formáceo del hormigón permite hacer soportes de muy variadas formas, que van desde las suaves curvas que acusan su naturaleza de material vertido, en los estalactíticos de FISAC; a las escultóricas formas de NIEMEYER, en Brasilia.

Recientemente se ha desarrollado, gracias a la prefabricación, una solución original de fachadas de pórticos estructurales, de reducidas luces, de tal modo que los pilares constituyen los elementos principales que modulan y ritman la composición exterior. Las vigas se solidarizan con el pilar, en forma de ménsulas, y en general tanto las juntas entre vigas como entre pilares se enlazan con rótulas definidas por juntas de neopreno. Como ejemplo de esta forma de hacer, en las figuras puede verse el EDIFICIO BEATRIZ, de Madrid, del arquitecto Eleuterio Población

Vigas

Generalmente, las vigas de hormigón armado son de sección rectangular y directriz recta, con las armaduras longitudinales y transversales ya reseñadas.

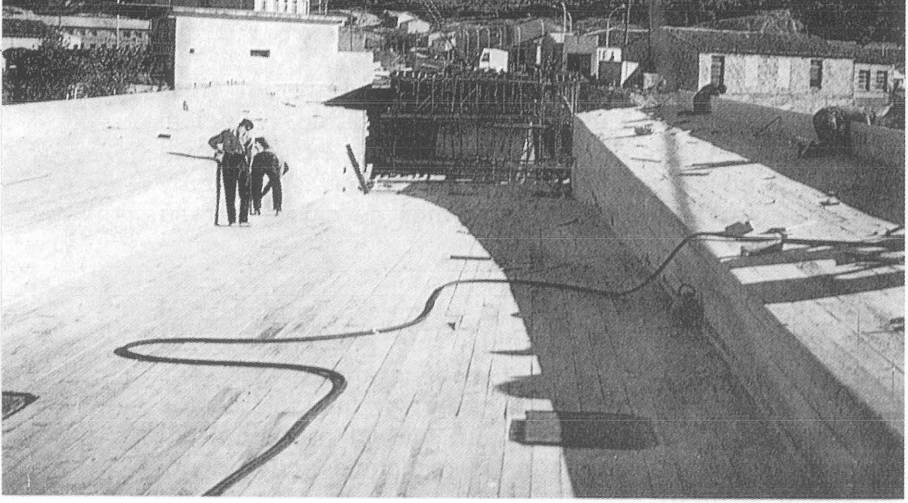
En la viga empotrada, las acciones más solicitadas se encuentran junto a los empotramientos, por lo que frecuentemente se recurre a ACARTELAMIENTOS, que aumentan el canto en dichas secciones, pudiendo salvar mayores luces sin incrementar mucho su peso. Este aumento de canto es necesario, porque cada sección es capaz de absorber un momento variable en función de sus armaduras, pero hasta un cierto valor —MOMENTO TOPE— a partir del cual la pieza está incapacitada de resistir más, por mucha armadura que se le añada. Otras veces, por el contrario, es conveniente coartar la transmisión de momentos, y se organizan simples apoyos, o juntas de dilatación, en típica solución de

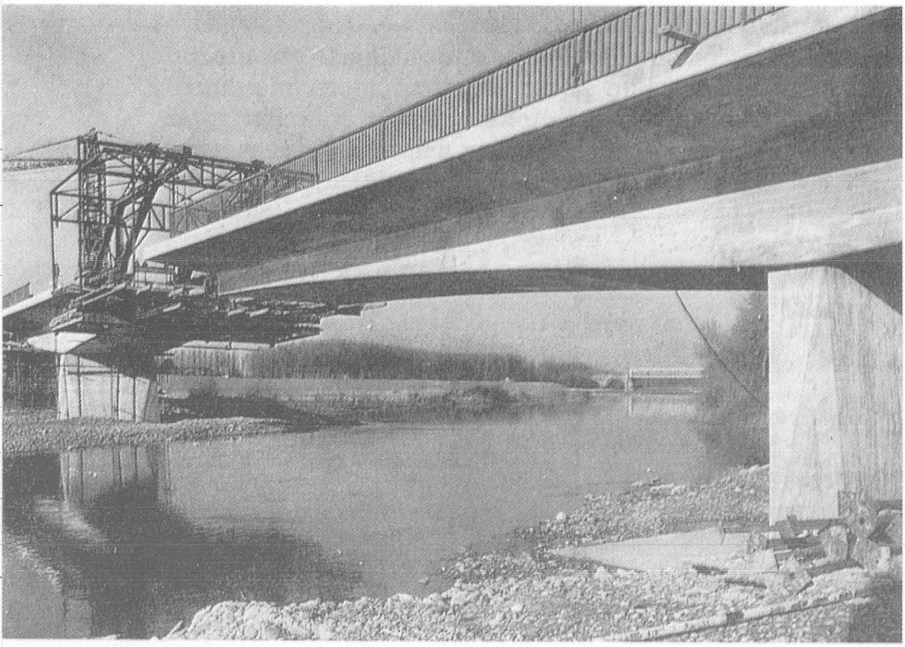
ensamble a medio canto. O incluso se llega al extremo libre, en vigas voladas o MENSULAS; entonces su canto puede ser variable, reduciéndose conforme se acerca a la punta de su vuelo, pero sin exagerar esta reducción del canto para no obtener piezas demasiado elásticas muy sensibles a las deformaciones lentas y a los cambios de carga, por su deformabilidad.

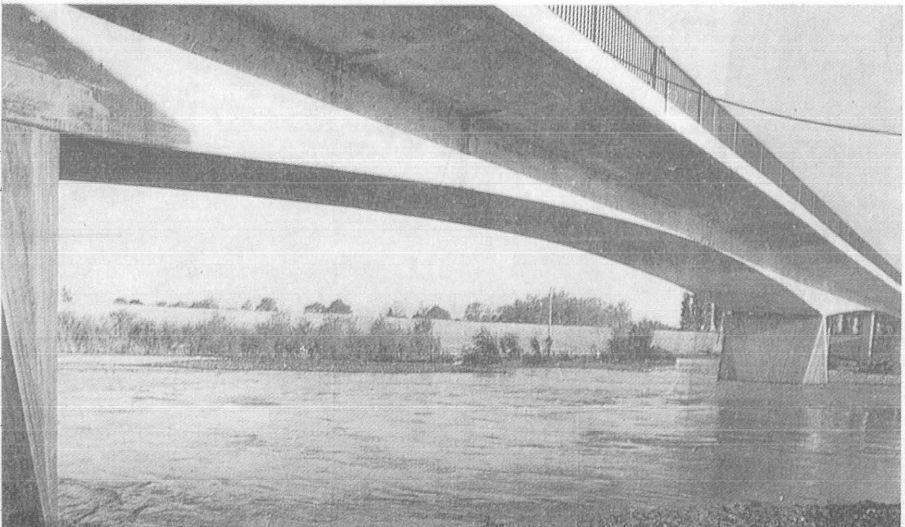
Conforme aumenta la luz a salvar por una viga, es preciso aumentar el canto, llegando incluso a formar vigas-pantalla, que pueden tener la altura de una planta. Pero los inconvenientes de estas grandes vigas son: su gran peso y su reducida estabilidad lateral, a no ser que se trate de vigas de gran anchura, con lo que se agrava aún más el problema del peso propio. ¿Cuál es la solución?... Dos son las tendencias, cuyo denominador común es aliviar su peso.

La primera solución consiste en hacer la viga hueca —VIGAS CAJON—, que permiten vencer satisfactoriamente los dos problemas que afectan a las grandes vigas. Con ellas se han hecho construcciones monumentales, que a su vez resultaron muy económicas. Como solución intermedia entre la viga rectangular y la viga cajón nacen las vigas en T o en π, que ofrecen su campo idóneo de aplicación en aquellas cons-

Fig. 17.17. Puente de Lafayette, en París. Ingeniero: A. Cacquot.







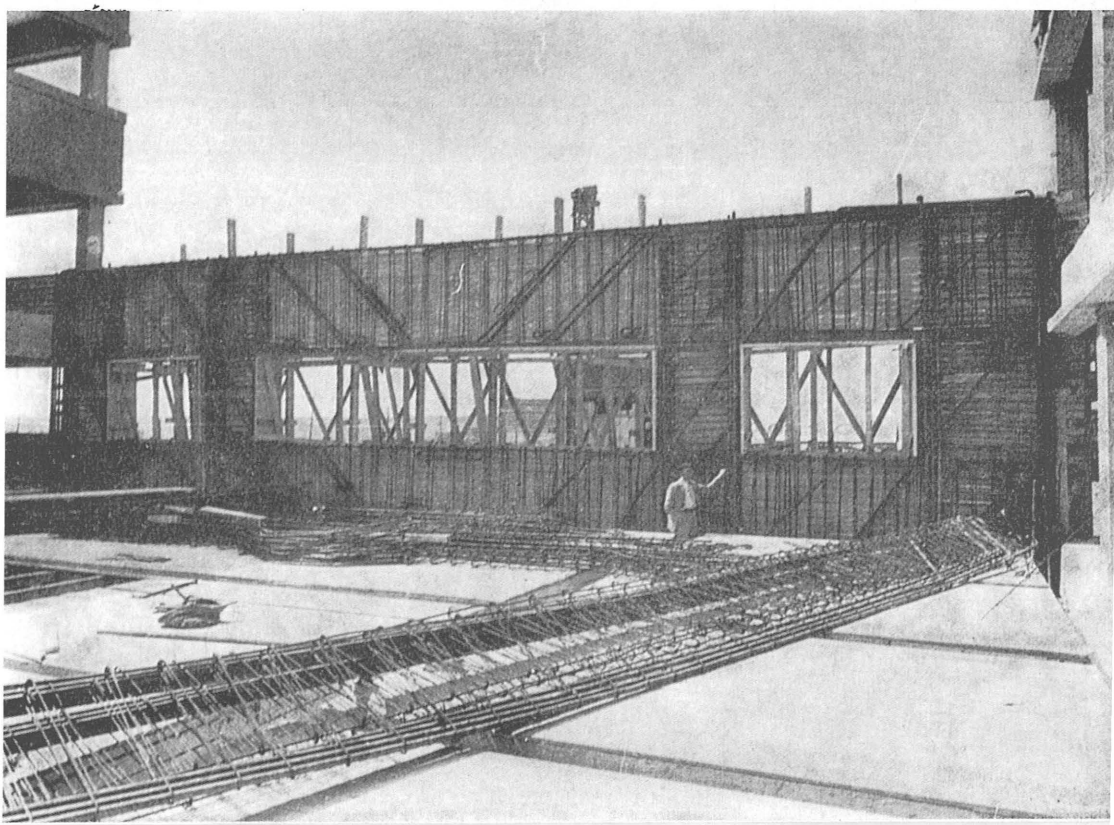
Figs. 17.18 a 17.20.
Puente de Caparroso.
Ingeniero:
C. Fernández Casado.

trucciones que precisan crear un tablero superior (puentes, forjados...). Un caso muy particular lo constituyen aquellas vigas que a la vez definen una canalización, y que por sus formas en O, V o U, constituyen secciones idóneas para la absorción de solicitaciones de flexión.

La segunda solución consiste en quitarle hormigón a la viga de gran canto donde menos lo necesita, en su zona central. Y este aligeramiento del alma, lleva a una genial solución, la VIGA VIERENDEL, que constituye una estructura típica de hormigón armado, en la que este material luce las grandes ventajas de su continuidad, y de la rigidez de sus nudos. Por ello, esos nudos se refuerzan generalmente con acartelamientos y armaduras en diagonal, produciéndose una forma de trabajo de flexión tanto en los cordones superiores e inferiores, como en los montantes.

Conviene destacar que una viga puede adoptar gran variedad de formas, no sólo en cuanto a su sección transversal, sino también en cuanto a su directriz, ya que sus formas sinuosas siguen siendo vigas, y no arcos, siempre que no haya absorción de empujes en sus apoyos o que sus directrices se aparten tanto del antifunicular de las cargas, que pasa a ser la flexión su forma más importante de trabajo. Tal es el caso de los nervios radiales que constituyen la estructura de la Catedral de Brasilia.

Fig. 17.21. Viga Vierendel, en la Facultad de Ciencias de la Ciudad Universitaria de Madrid. Arquitectos: M. de los Santos y Modesto López Otero. Ingeniero: E. Torroja.



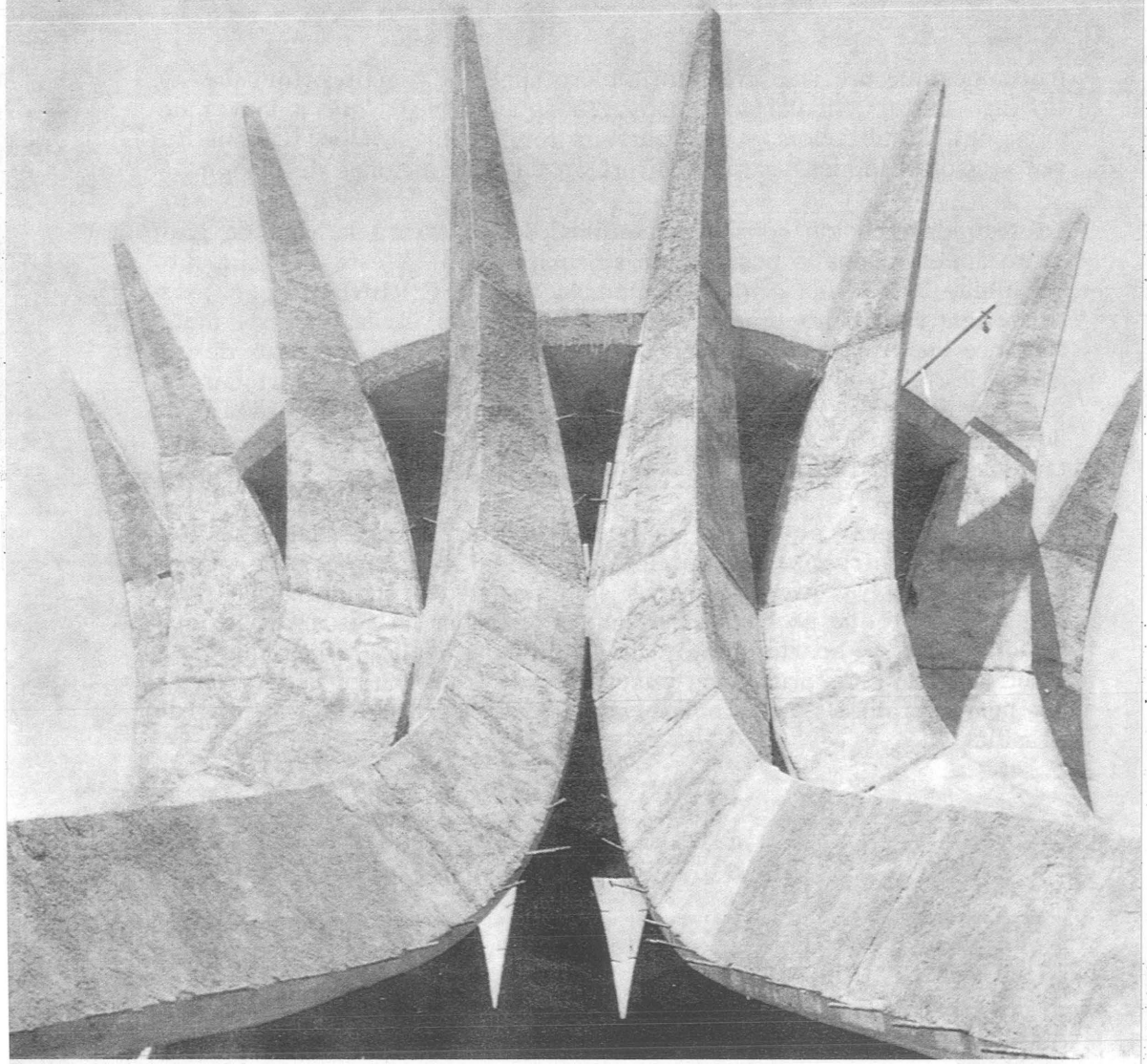


Fig. 17.22. Nervios radiales —vigas curvas— de la Catedral de Brasilia. Arquitecto: O. Niemeyer.

Otra forma corriente de aplicación de vigas la constituyen las VIGAS CURVAS o VIGAS BALCON, contenidas en un plano horizontal, y cuya característica más destacada es las fuertes torsiones que tiene que absorber en sus extremos.

Arcos

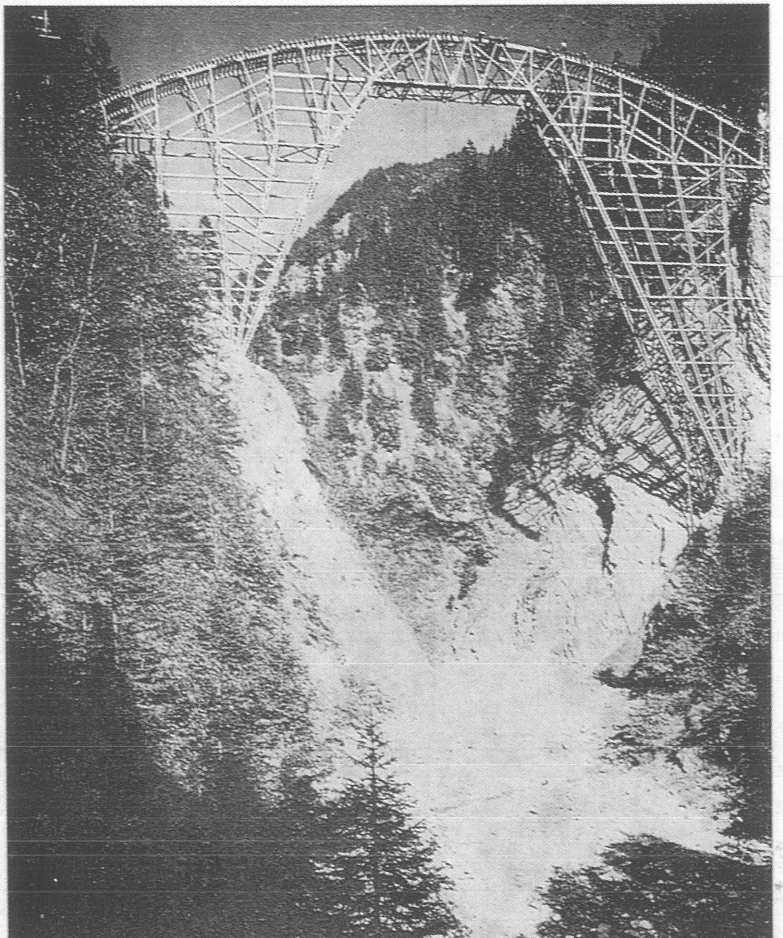
Técnicamente un arco es una pieza curva que, resistiendo sólo, o principalmente, a compresión, transmite su peso propio y las sobrecargas que sobre él actúan, a dos apoyos distanciados entre sí y que están conve-

nientemente organizados para poder absorber empujes. Para que esto ocurra, la directriz del arco debe adaptarse lo más exactamente posible al antifunicular de las cargas, lo cual es difícil de conseguir por la imprecisión de las cargas, y por la deformación propia del arco, debido a las tensiones o retracciones. Esta última causa es de gran importancia en arcos de gran luz, y hoy día se corrige mediante el procedimiento ideado por Freyssinet de APERTURA EN CLAVE con gatos hidráulicos, añadiendo una nueva dovela y produciendo el alargamiento de la directriz acortada.

Pese a esta genial solución de la apertura en clave o en riñones, con la que pueden corregirse los efectos de retracción y deformación del hormigón la construcción de grandes arcos ha sido posible gracias al desarrollo de ingeniosos sistemas de puesta en obra.

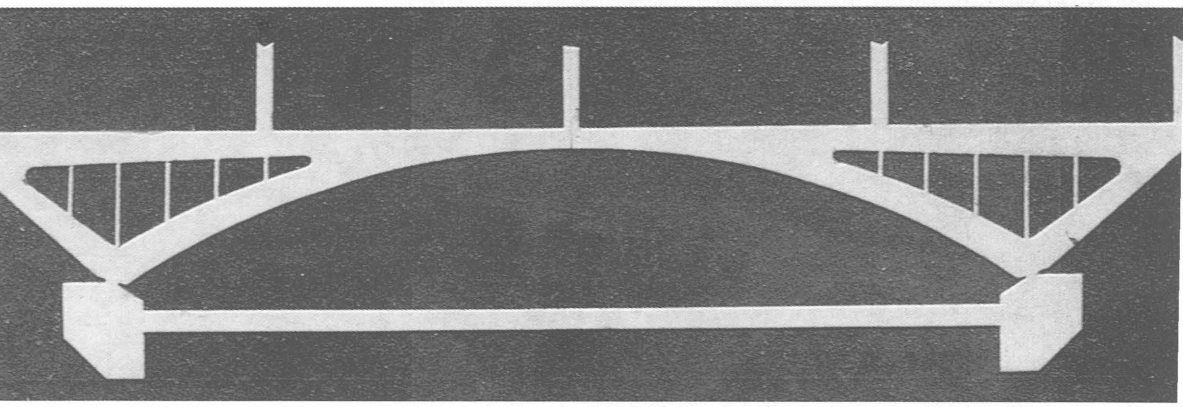
De todos modos, las ligeras desviaciones del antifunicular de cargas pueden ser absorbidas por el hormigón armado gracias a sus posibilidades de absorción de flexiones. Pero ello sólo en arcos de luces moderadas, porque si no, las deformaciones pueden llegar a producir su ruptura.

Fig. 17.23. Puente de Töss-Steg. Ingeniero: Robert Maillart (1934).

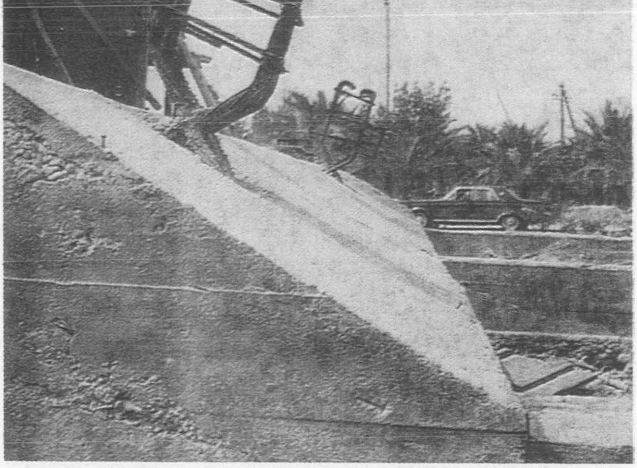


Figs. 17.24 y 17.25. El puente de Salginatobel y su cimbra.
Ingeniero: Robert Maillart (1929).

Figs. 17.26 a 17.30. Arcos de la planta baja diáfana del edificio «El Palmeral». Arquitecto: F. Cassinello.



esquema estructural

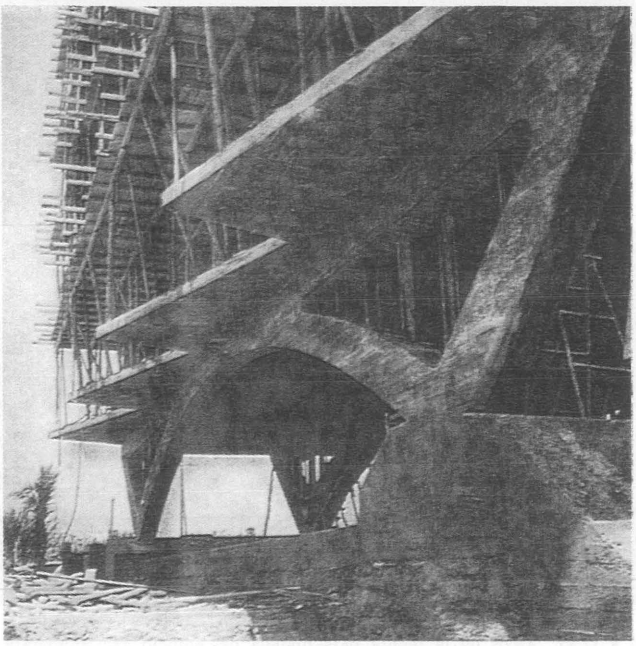


«El Palmeral».

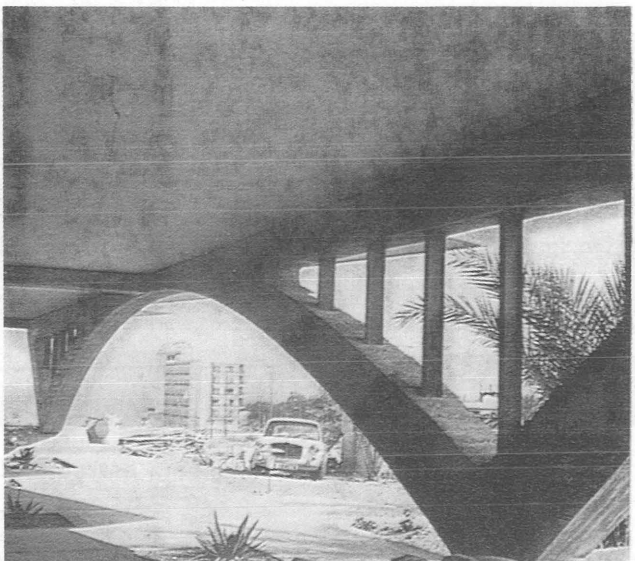
Arquitecto: F. Cassinello

arco biarticulado

rótulas



desencofrado



acabado

Los arcos de hormigón armado se construyen empotrados o articulados.

El arco triarticulado es isostático, lo cual presenta ventajas, especialmente cuando el terreno de cimentación no es muy bueno. No se producirán esfuerzos por variaciones térmicas ni por deformación lenta.

El arco biarticulado se emplea cuando no interesa enviar momento al apoyo. Es algo más rígido que el triarticulado y se emplea casi exclusivamente para los arcos atirantados.

El arco monoarticulado no tiene prácticamente interés y es poco usado.

El arco biempotrado se usa casi siempre para luces fuertes. Presenta problemas de deformaciones, en especial en el hormigón, que pueden corregirse rectificando la directriz por medio del procedimiento de Freyssinet antes explicado.

En cuanto a la elección de la directriz, los arcos de hormigón se suelen hacer con un rebajamiento que oscila entre 1/4 y 1/10, aunque normalmente se elige entre 1/5 y 1/7, pues para valores menores aumentan mucho los efectos tensionales de retracción y térmicos, sobre todo en arcos empotrados y relativamente rígidos. Sin embargo, el aumento de rebajamiento trae consigo un aumento de los empujes horizontales. En los arcos peraltados no existen estos problemas de aumento de empujes, aunque sí los habrá de aumento de pandeo lateral.

Otras dimensiones que se suelen dar a los arcos son: canto en clave entre 1/40 y 1/50 de la luz; canto en arranque en los casos de arcos empotrados, 1,5 a 2 veces del correspondiente a la clave.

Fig. 17.31. Cercha de cubierta en arco.

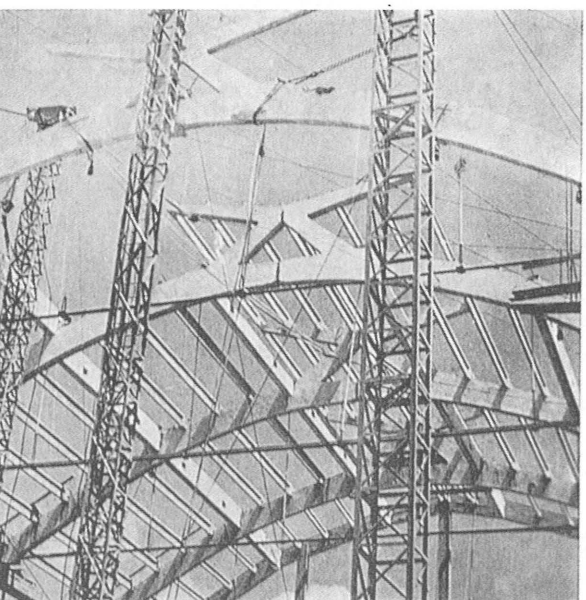
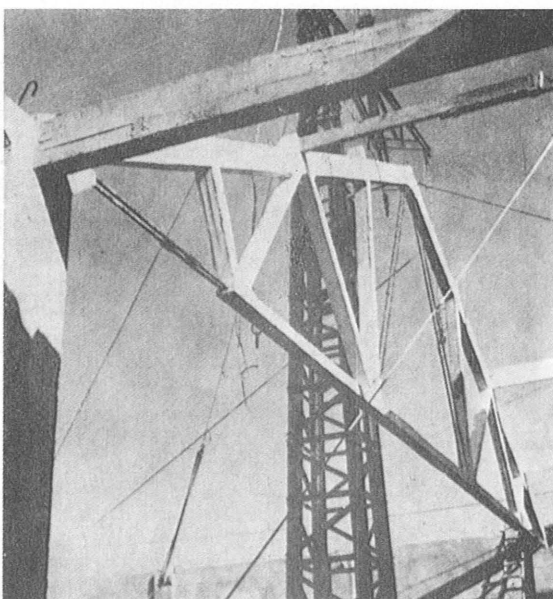


Fig. 17.32. Cuchillo de cubierta. Triangulado.

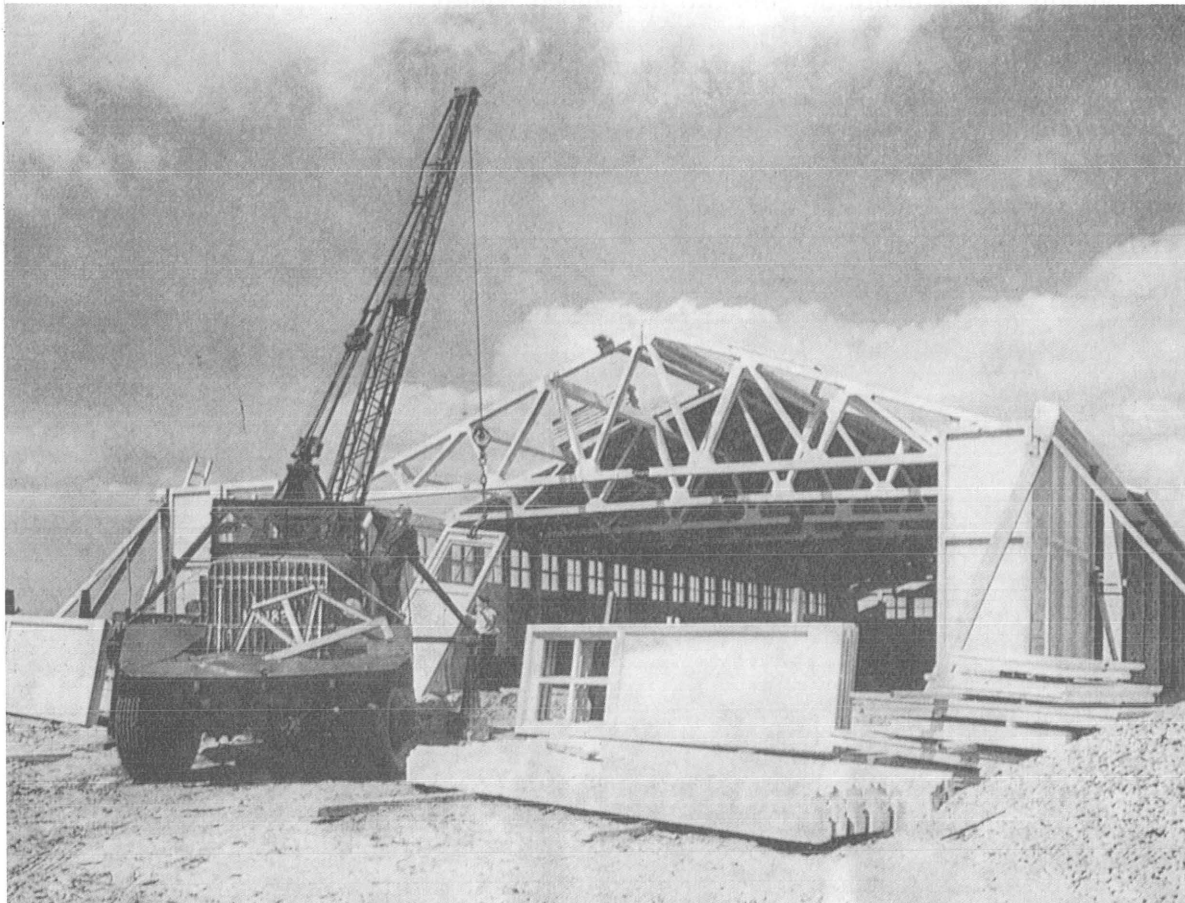


Cerchas

Todos los tipos de cerchas estudiados en carpintería pueden realizarse en hormigón armado, jugando con las posibilidades de hacer nudos empotrados o articulados mediante el empleo de dispositivos especiales. El problema más importante que ofrecen es el de los tirantes, ya que la tracción a que están sometidos fisura el hormigón. Por ello se va a soluciones mixtas de piezas en compresión de hormigón armado y piezas en tracción de tirante metálico. Pero cuando las variaciones térmicas, o peligro de corrosión aconsejan huir de esta solución, lo que se hace es dejar en el tirante de hormigón una zona sin hormigonar, para ponerla en tensión mediante la carga, o por medio de un dispositivo roscado y hormigonar después.

De todos modos, las posibilidades del hormigón armado en este tipo de estructuras son muy limitadas por las dificultades de encofrado, organización de armaduras en los nudos, existencia de efectos secundarios de flexión, etc. La cercha metálica le aventaja en todos los terrenos, salvo en soluciones ligeras prefabricadas.

Fig. 17.33. Cerchas prefabricadas. Schokbeton, Holanda.



18 forjados

Generalidades ☆ Forjados de viguetas
Forjados de vigas planas
Losas ☆ Placas
Rigidez, monolitismo y encadenado ☆ Voladizos

Generalidades

Los FORJADOS constituyen estructuras planas, generalmente horizontales, que han de desempeñar las siguientes funciones:

1. Estructurales

1.1. Resistir su peso propio y las sobrecargas con el debido coeficiente de seguridad respecto a las solicitaciones de flexión y esfuerzo cortante.

1.2. Tener la suficiente rigidez para impedir las oscilaciones sensibles, y con una deformación limitada que es función del tipo de carga a soportar:

Caso 1: Sin que tenga que soportar tabiques:

$$f \leqslant \frac{1}{300} L \ .$$

Caso 2: Soportando tabiques de cerámica recibida con yeso:

$$f < \frac{1}{300} L \ .$$

Caso 3: Con tabiquería cerámica recibida con mortero de cal:

$$f < \frac{1}{400} L \ .$$

Caso 4: Con tabiquería cerámica recibida con mortero de cemento, o tabiquería de paneles prefabricados ensamblados y/o pegados:

$$f < \frac{1}{500}$$

Pero es de advertir que, así como la limitación del trescientosavo de la luz se refiere a la actuación de la carga total, las otras limitaciones de flecha se refieren a la producida desde el momento que se termine de construir la tabiquería; su valor se determina sumando a la flecha diferida producida por la carga permanente, la instantánea originada por la carga permanente que se coloque después (solados...) y por la sobrecarga de uso.

1.3. Hacer de pantallas horizontales capaces de realizar la transmisión de acciones horizontales hasta los elementos estabilizadores del conjunto —cajas de escalera, muros piñones...—, a no ser que la estructura vertical sea autoestable.

1.4. Constituir los diafragmas de rigidización horizontal de los elementos verticales, coartando su posibilidad de pandeo.

2. De habitabilidad

2.1. Servir de apoyo al pavimento; alojar las conducciones horizontales y definir el techo o soportar el cielorraso.

2.2. Aislar térmica, acústica y humídicamente unas plantas de otras.

* * *

Siempre que un nuevo material sustituye a otro tradicional en la solución de un elemento constructivo, inicia sus formas de aplicación copiando directamente las ya realizadas anteriormente. Tal ocurrió también con los forjados, en los que el hormigón trató de hacer suya la tipología desarrollada durante siglos por la madera.

Y a los forjados de viguetas de madera le van a sustituir los de viguetas resistentes de hormigón armado, generalmente prefabricadas en taller, y capaces de salvar grandes luces al jugar con canto, armaduras y gran variedad de formas de sus secciones transversales. El éxito de este tipo de forjados se basa en su gran sencillez constructiva, tanto de prefabricación como de puesta en obra.

Pero el carácter de estructura lineal de las viguetas no aporta nada nuevo en el campo resistente, y pronto el hormigón se da cuenta de que su naturaleza le permite ir a soluciones superficiales, en las que puede encontrar notables ventajas. Y surgen las PLACAS y las LOSAS, en las que el hormigón luce su CONTINUIDAD, a la par que el forjado gana nuevas posibilidades, no sólo desde el punto de vista de sus resistencias a flexión y esfuerzo cortante, sino también por la posibilidad de transmisión de esfuerzos horizontales en su plano, y VARIEDAD formal de sus soluciones.

Pero losas y placas precisan de encofrado continuo, lo cual encarece la obra, y la retarda por los consiguientes plazos de fraguado y endurecimiento del hormigón. Los encofrados perdidos simplifican el encofrado recuperable, a la par que aligeran el forjado y le mejoran sus condiciones de aislamiento. Pero pese a ello, hasta el desarrollo de la prefabricación de elementos superficiales pesados, la placa y la losa no alcanzan su popularidad en la edificación.

El hormigón es también capaz de crear una solución intermedia, los forjados de viguetas semirresistentes, que precisan de hormigonar in situ su capa superior, con lo que se consiguen unir las ventajas de la prefabricación ligera y la sencillez constructiva de los forjados de viguetas, con la continuidad superficial de las losas y placas.

Y aún cabe señalar otro amplio grupo de forjados caracterizado por emplear VIGAS PLANAS, o viguetas en las que domina su anchura sobre el canto.

Existen, pues, cuatro grandes grupos de forjados de hormigón —DE VIGUETAS, DE VIGAS PLANAS, LOSAS y PLACAS— que a su vez se clasifican en:

1. DE VIGUETAS { RESISTENTES / SEMIRRESISTENTES
2. DE VIGAS PLANAS { RESISTENTES / SEMIRRESISTENTES
3. LOSAS { MACIZAS / NERVADAS
4. PLACAS { MACIZAS { PLANAS / FUNGIFORMES / RETICULADAS / FERROCEMENTO

y tanto LOSAS como PLACAS pueden construirse con encofrados recuperables o perdidos.

Forjados de viguetas

Los forjados de VIGUETAS pueden ser de dos tipos diferentes, según se trate de VIGUETAS RESISTENTES o de VIGUETAS SEMIRRESISTENTES, cuya diferencia fundamental se basa en que las primeras vie-

nan totalmente acabadas de taller, mientras que las segundas precisan de la ejecución in situ de la capa superior de hormigón, pues en taller sólo se prefabrica la parte inferior de la vigueta.

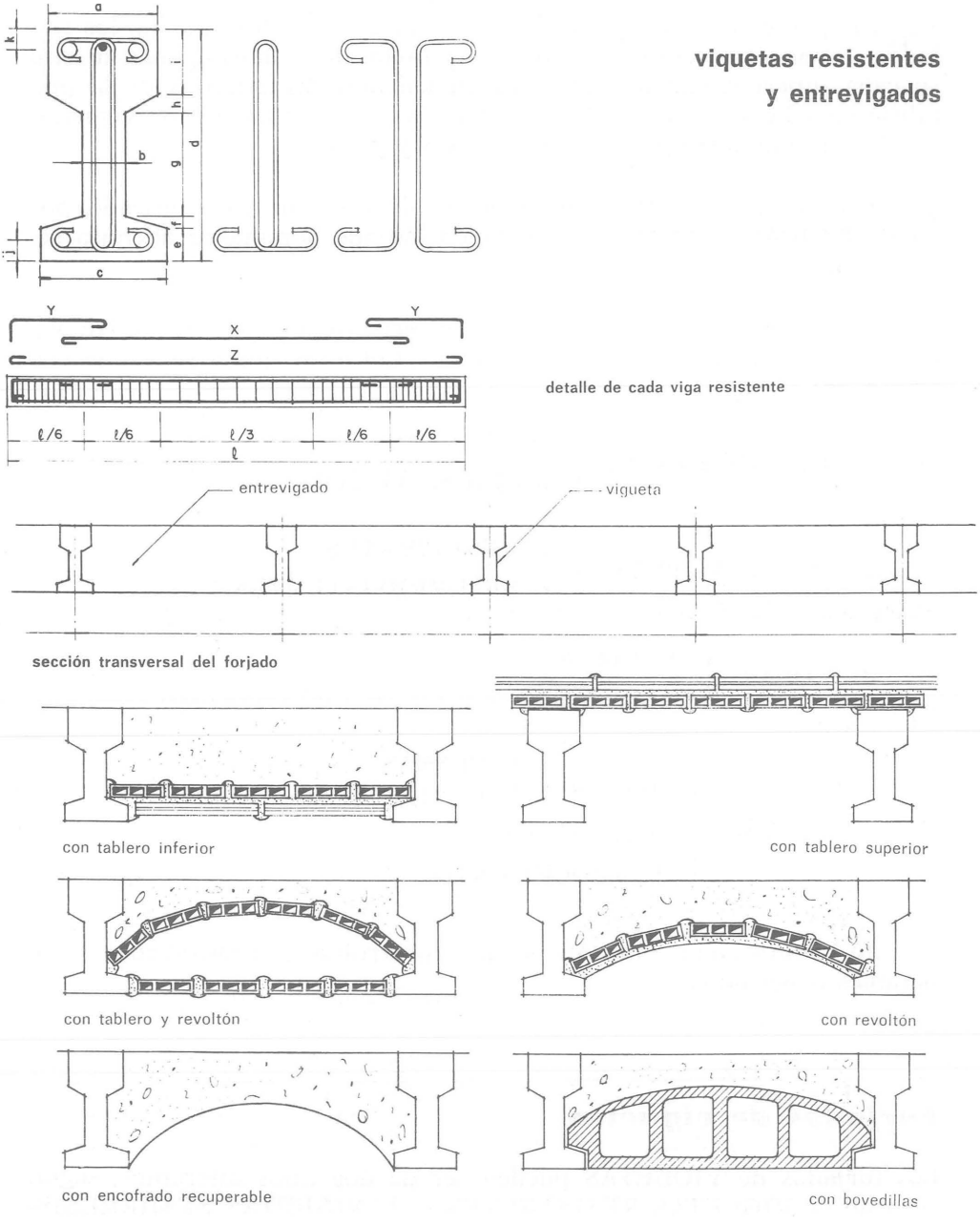


Fig. 18.1. Forjados de viguetas resistentes.

Las VIGUETAS RESISTENTES son capaces de resistir por sí solas todos los esfuerzos que las soliciten, sin que colabore para ello el entrevigado. Por ello, dichas viguetas hay que calcularlas para que absorban el momento flector y esfuerzo cortante con el debido coeficiente de seguridad y sin que su deformación produzca una flecha máxima superior al límite adecuado.

En obra se colocan estas viguetas uniformemente espaciadas, salvando la luz entre viguetas (del orden de 50 a 90 cm), con los ENTREVIGADOS, que pueden ser de:

1. Tablero inferior.
2. Tablero superior.
3. Tablero y revoltón.
4. Revoltón.
5. Relleno hormigonado sobre encofrados recuperables.
6. Bovedillas.

Aunque el entrevigado no precisa colaborar en la absorción de esfuerzos longitudinales, limitando su función resistente a salvar la luz transversal entre viguetas, al igual que el enzoquetado en los forjados de madera, si debe de producir el acodalamiento transversal de las viguetas con objeto de evitar el que trabajen y se deformen una independientemente de otras. Esto se consigue, generalmente, con el empleo de BOVEDILLAS prefabricadas, especialmente diseñadas para su apoyo en las alas inferiores de las viguetas, y con el abovedado superior que define los SENOS, que una vez rellenos de hormigón son los que producen el efecto de acodalamiento transversal.

Estas bovedillas se fabrican de cerámica o se prefabrican con hormigón vibrado de: arena, carbonilla, ladrillo triturado, o fibras de madera. Nunca deberán emplearse bovedillas de yeso. Sus formas y dimensiones varían de unos tipos a otros, pero deben cumplir las siguientes condiciones para su correcto uso:

1. El espesor de sus paredes exteriores debe ser superior a 1,5 cm, y las intermedias, a 1 cm.
2. Su resistencia debe ser tal que aguanten el peso de una persona (100 kg) estando la bovedilla apoyada en sus bordes.
3. No deben romperse al dejarlas caer desde 1 m de altura sobre un lecho de arena.
4. Los senos deben tener una abertura superior no inferior a 5 cm.
5. Las muescas deben permitir que el fondo cuelgue de la cara inferior de las viguetas no menos de 5 mm, y que entre vigueta y bloque queden cuñas de 5 mm de apertura para que el tendido de yeso del techo no se fisure.

Las viguetas resistentes suelen variar de 16 a 22 cm de canto, y sus secciones son generalmente de doble T, aunque la cabeza superior debe tener menos anchura para facilitar la colocación de las bovedillas.

Aunque para luces moderadas las viguetas simplemente apoyadas son capaces de resolver bien el problema, la realidad es que al empotrarlas se reducen notablemente los momentos de vano, según el grado de empotrabilidad de las viguetas. Para ello, la armadura superior, hay que dimensionarla para que sea capaz de absorber los momentos negativos y darle la longitud de entrega suficiente en la jácena o forjado contiguo para garantizar su anclaje.

Otras veces, estas armaduras de momento negativo se incorporan en obra colocándolas en los senos. Pero en estos casos, el hormigón de relleno de senos debe tener la resistencia adecuada. De este modo pueden ejecutarse fácilmente empotramientos de continuidad y de anclaje de voladizos.

El apoyo simple de las viguetas debe hacerse con una longitud de entrega mínima igual a la mitad del canto. Por el contrario, cuando en vez de colocar las viguetàs simplemente apoyadas; se colocan empotradas, en jácenas o zunchos debe hacerse el empotramiento penetrando la cabeza hormigonada no más del espesor del recubrimiento, y con corte oblicuo en testa; si se empotran en un pilar, no deben penetrar nada más que las armaduras salientes.

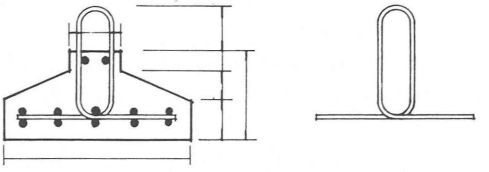
La principal ventaja que ofrecen las viguetas resistentes es que por estar hechas totalmente en taller hay una mayor garantía de su calidad. Pero, en cambio, con ellas es antieconómico el conseguir el monolitismo y la continuidad, condiciones necesarias para poder cumplir eficazmente las funciones estructurales descritas en 1.3 y 1.4. Pues para ello es preciso recrecer el forjado con una capa superior de hormigón de espesor no menor de 2 cm, lo que supone un sobrecosto y un peso muerto de un material que no colabora a la hora de absorber las acciones verticales.

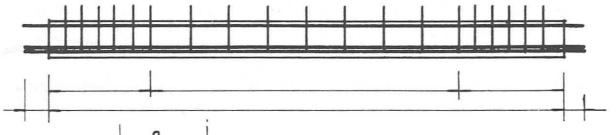
* * *

Pero la continuidad y monolitismo se consigue de forma más sencilla y eficaz con los forjados de VIGUETAS SEMIRRESISTENTES, que además resultan más económicos al poder contar con el hormigonado de senos en la absorción de esfuerzos principales.

En esencia, las viguetas semirresistentes constan de medias viguetas, en las que para garantizar la adherencia entre el hormigón prefabricado

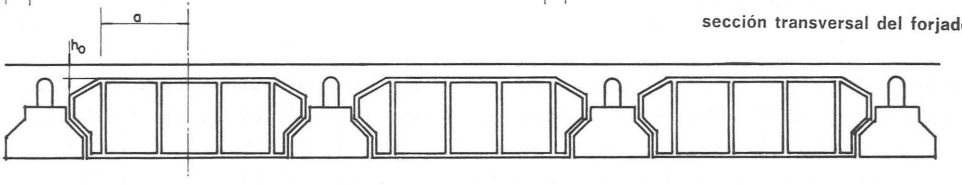
viguetas semirresistentes





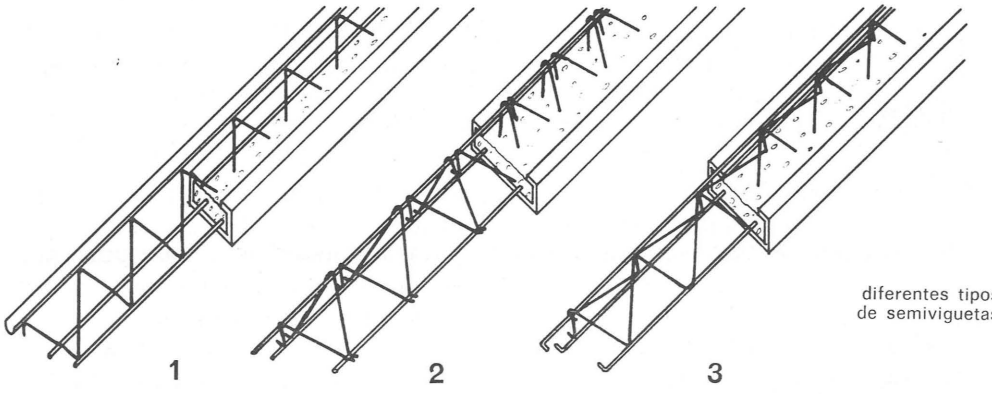
detalle de cada viga semirresistente

sección transversal del forjado



con piezas resistentes $h_0 \geqslant a/8 < 2$ cm

con piezas aligerantes $h_0 \geqslant a/6 < 3$ cm



diferentes tipos
de semiviguetas

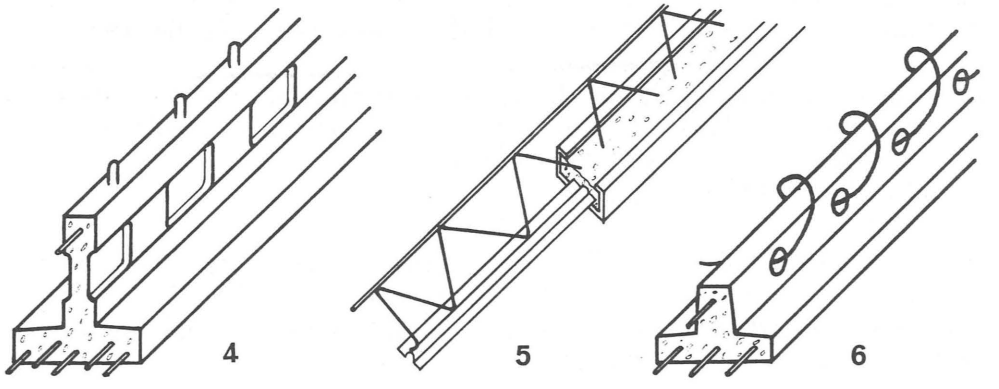


Fig. 18.2. Forjados de viguetas semirresistentes.

y el hormigón in situ, y poder absorber los esfuerzos cortantes se recurre a una de estas soluciones:

1. Dejar armaduras transversales salientes definidas por horquillas, chapas desplegadas, triangulaciones u ondulaciones soldadas.

2. Hacer taladros en el alma, y reforzar o no con un alambre helicoidal.

3. Hacer resaltos en las caras laterales o superior, y sin necesidad de emplear armaduras transversales, si el hormigón sólo, produce un coeficiente de seguridad superior a 2 en la absorción del esfuerzo cortante.

Para la construcción de un forjado con viguetas semirresistentes, es preciso colocar sopandas intermedias de apoyo, una al centro hasta 4,50 m de luz, y dos a los tercios para luces mayores de 4,5 m. Estas sopandas evitan la puesta en carga de las viguetas y, por lo tanto, su deformación bajo el peso de bovedillas y hormigón vertido in situ.

Las piezas de entrevigado pueden ser ALIGERANTES, o también RESISTENTES, para lo cual es preciso que su resistencia a compresión longitudinal sea igual o mayor que 180 kp/cm^2, y no menor que la resistencia característica del hormigón empleado en el forjado.

Las armaduras de momento negativo, para conseguir la continuidad, empotramiento o voladizo, se colocan fácilmente, pero deben atarse para que no cambien de posición durante el hormigonado y, sobre todo, que no se bajen, ya que la pérdida de brazo mecánico reduce notablemente su capacidad resistente y aparecen fisuras en la cara superior.

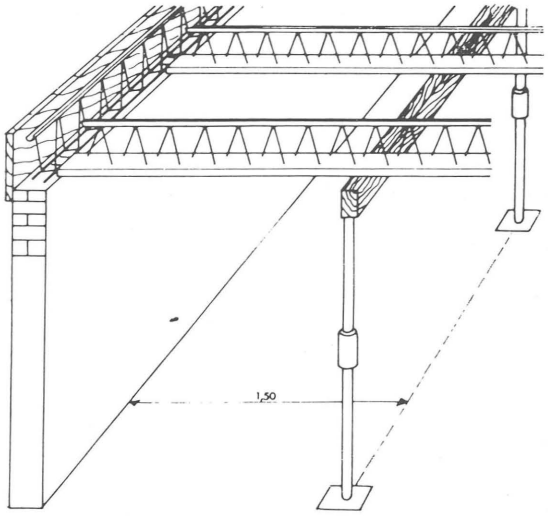
La capa superior de hormigón, continua en toda la extensión del forjado, no será de espesor no inferior a 2 cm ni a $a/8$, si se emplean piezas de entrevigado resistentes; ni a 3 cm ni a $a/6$ si las piezas son sólo aligerantes, siendo a el ancho del ala superior delgada (fig. 18.2).

En esta capa superior, y en dirección perpendicular a los nervios o semiviguetas, se colocará una armadura de reparto, constituida por barras de separación no superior a 33 cm, y cuya área A_s, en cm^2/m, cumplirá la condición

$$A_s \geqslant \frac{500\, h_0}{f_{sd}} \lessdot \frac{2.000}{f_{sd}}$$

con lo que, según la calidad del acero empleado, resultan las áreas mínimas reseñadas en la tabla XXXV del Apéndice.

El hormigón de la capa superior cumple una función resistente importante, por lo que debe tener una resistencia característica superior a



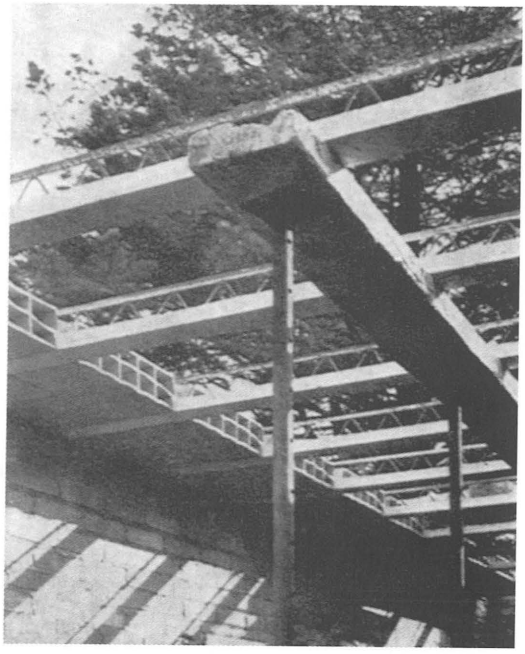
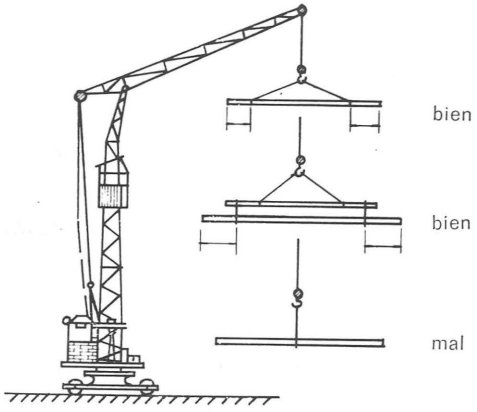
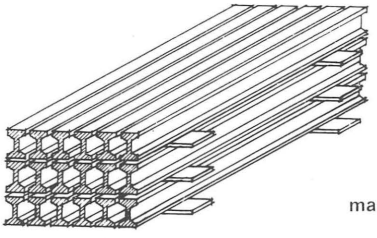


Fig. 18.3. Montaje de viguetas semirresistentes.

manejo y apilado de las viguetas





manipulación de las viguetas

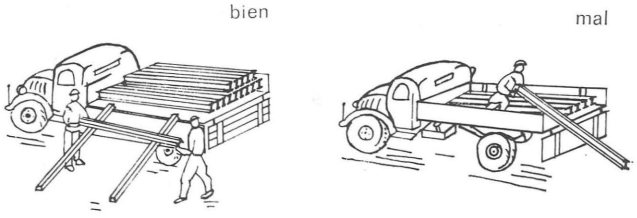


Fig. 18.4. Transporte y apilado de viguetas.

125 kp/cm² si se emplean armaduras normales, y 150 kp/cm² si las armaduras son de alta resistencia. Y para facilitar el hormigonado, al menos el 85 % del árido total será de dimensión no mayor que:

5/6 de la distancia libre horizontal entre armaduras.

1/3 de la anchura libre de los nervios.

1/2 del espesor mínimo de la losa superior.

Forjados de vigas planas

Los forjados de VIGAS PLANAS se diferencian de los de viguetas en que en la pieza prefabricada domina el ancho sobre el canto y que en la misma pieza se identifican VIGUETA y BOVEDILLA, jugando con la forma de la sección transversal. Entre ellas se pueden distinguir dos grandes grupos según que se trate de vigas planas de hormigón armado o de cerámica armada.

Los forjados de vigas planas de hormigón armado suelen estar constituidos por vigas en T o en π de amplias alas, o por vigas cajón de perforaciones rectangulares o circulares. Las uniones entre cada dos vigas planas se hacen a tope, con junta superior de hormigón que impide el cedimiento individual, arrastrando a las vecinas. Para reforzar esta unión suelen disponerse armaduras salientes.

Los forjados de vigas planas de cerámica armada se hacen con piezas huecas cerámicas cuya forma les permite hormigonar nervaduras para la colocación de las armaduras. Por la forma de estos bloques se clasifican en:

1. Tipo PAUSA, hechos con pares de ladrillos doble hueco, que sirven de encofrado perdido del nervio central de hormigón.
2. Tipo OMEGA, por ser de sección transversal en ω, en cuyas alas inferiores se hormigona lo necesario para alojar las armaduras.
3. Tipo en U, que constituyen en realidad el encofrado perdido de los nervios de hormigón armado.

Por regla general, todas estas vigas planas de cerámica armada son semirresistentes, colocándose a tope, y consiguiendo la continuidad y el monolitismo con la capa superior hormigonada, que debe alojar las armaduras transversales que exige la condición de monolitismo.

Cuando los forjados pasan de 5 m de luz, además de las armaduras transversales de monolitismo, suelen colocarse otras, para atar los extremos de las armaduras de momento negativo, y además es conveniente

colocar un zuncho central, de anchura no menor que el canto, y que pueden disponerse fácilmente en estas soluciones de vigas planas de cerámica armada, rompiendo las correspondientes piezas cerámicas y nervios de hormigón.

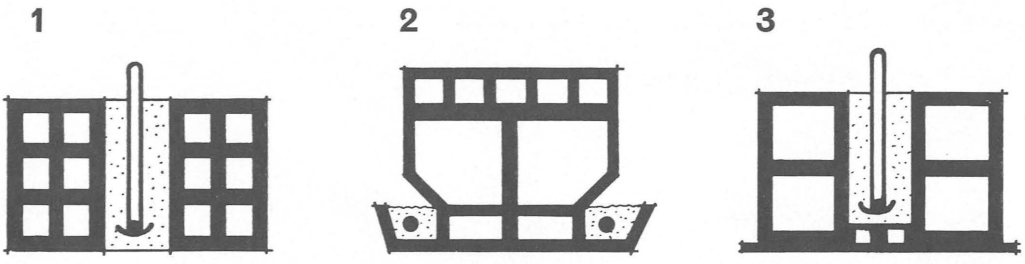


Fig. 18.5. Viguetas planas cerámicas.

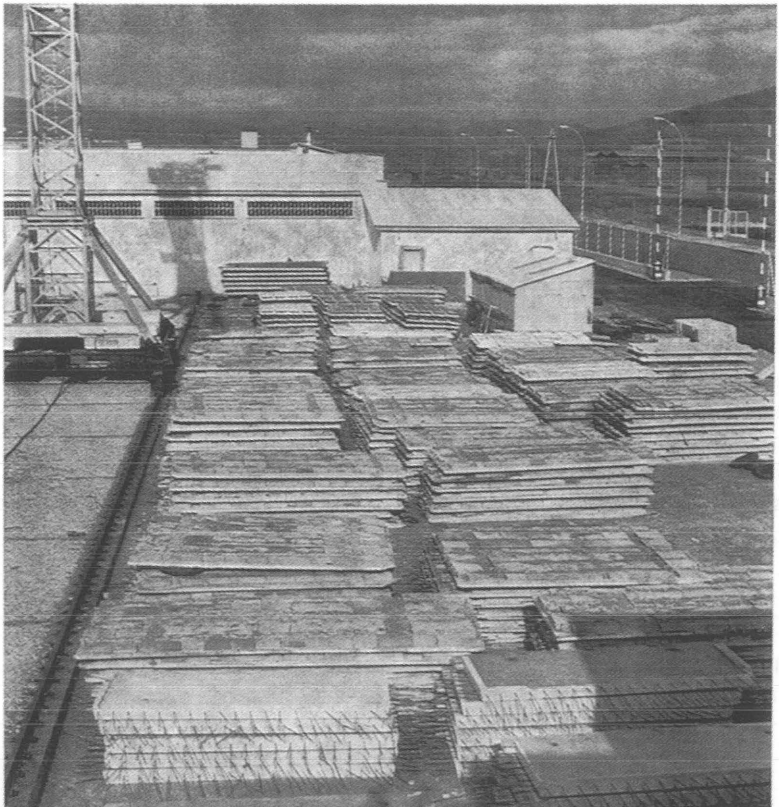
En este tipo de forjados juega importante papel, en primer lugar la calidad de la cerámica, ya que su resistencia a compresión puede prestar una eficaz colaboración en la absorción de dicho tipo de esfuerzos en el forjado siempre que cumplan la condición de piezas RESISTENTES, y en segundo lugar, la necesaria adherencia entre hormigón y cerámica puede conseguirse de forma eficaz si se sabe relacionar adecuadamente la plasticidad del mortero en función de la succión de la cerámica.

Losas

Las losas, como los forjados de viguetas, son desde el punto de vista resistente UNIDIRECCIONALES, es decir, que se caracterizan por resistir a flexión en una sola dirección, dadas sus condiciones de apoyo y disposición de armaduras. En España se emplean muy poco en edificación las losas de espesor constante, ya que el cálculo da espesores muy reducidos, con insuficientes propiedades aislantes, y si se va a espesores mayores, el peso aumenta de forma alarmante, haciendo antieconómico su empleo.

Por ello, las losas suelen emplearse en soluciones nervadas, si bien hay que tener en cuenta que dichos nervios, colocados en la cara inferior, han de estar dimensionados para poder absorber las compresiones en las zonas de momentos negativos. Por esta misma razón se recomienda macizar los huecos junto al empotramiento, o ensanchar los nervios mediante acartelamiento en el sentido horizontal.

Constructivamente, los nervios son difíciles de realizar, por lo que se va a la solución de losas nervadas con encofrado perdido, generalmente constituido con piezas cerámicas, que permiten simplificar el encofrado y colaborar en la función resistente del conjunto.



Figs. 18.6 y 18.7. Losas semirresistentes prefabricadas. Nadeco. Pamplona.

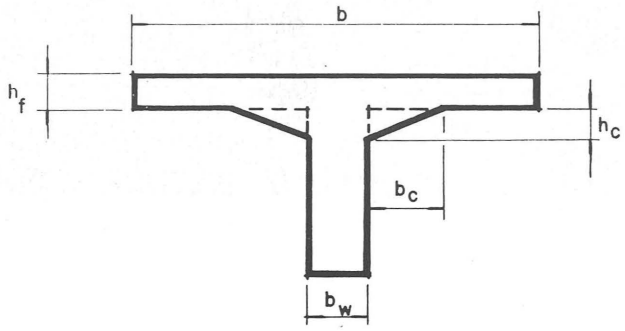
Como este tipo de losas aligeradas constituye en realidad una solución de vigas en T múltiples, es preciso que la anchura de los nervios y alas, así como el espesor de las mismas, cumplan con las condiciones reseñadas en la tabla XXXVI del Apéndice para cargas uniformes.

Si sobre el forjado actúa una carga concentrada en una zona de amplitud a según la luz, los valores dados por la tabla anterior deberán multiplicarse por el factor K dado en la tabla XXXVII del Apéndice.

Cuando las secciones en T están provistas de cartabones de anchura b_c y altura h_c (fig. 18.8), se sustituirá la anchura real b_w del nervio por otra ficticia b_1 igual al menor de los dos valores siguientes:

$$b_1 = b_w + 2\,b_c$$

$$b_1 = b_w + 2\,h_c$$



vigas en T con cartabones

vigas en T múltiples

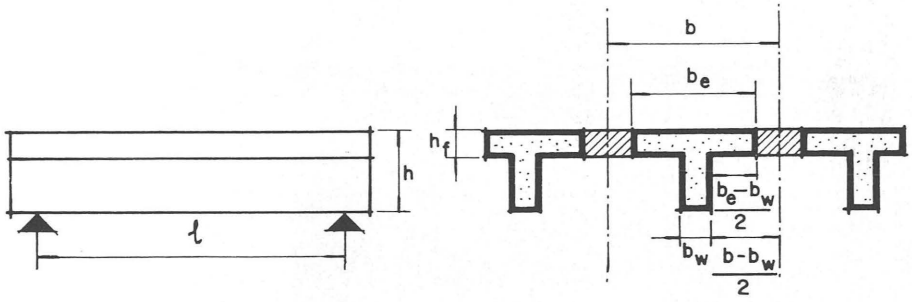
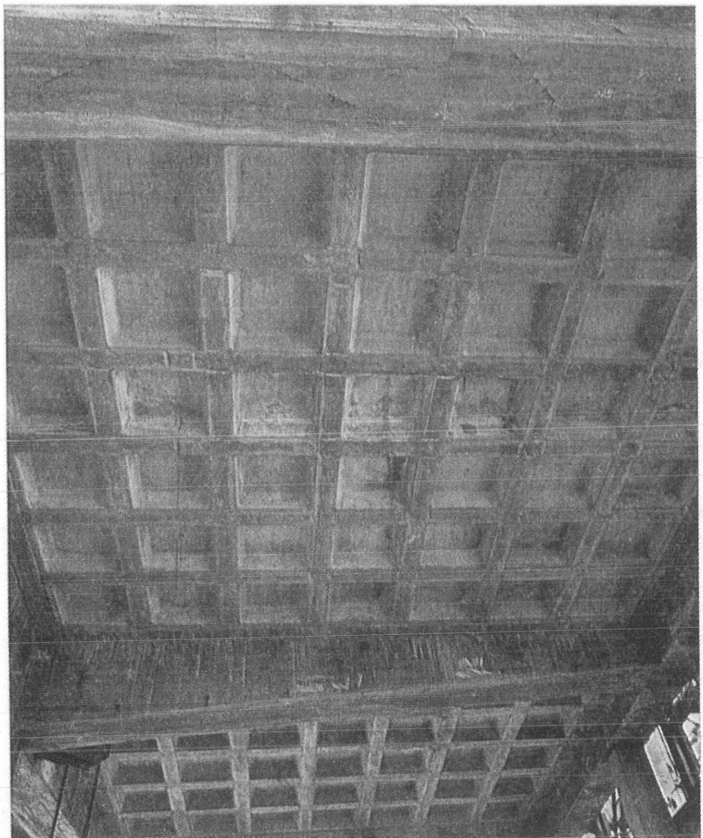


Fig. 18.8. Losas nervadas.

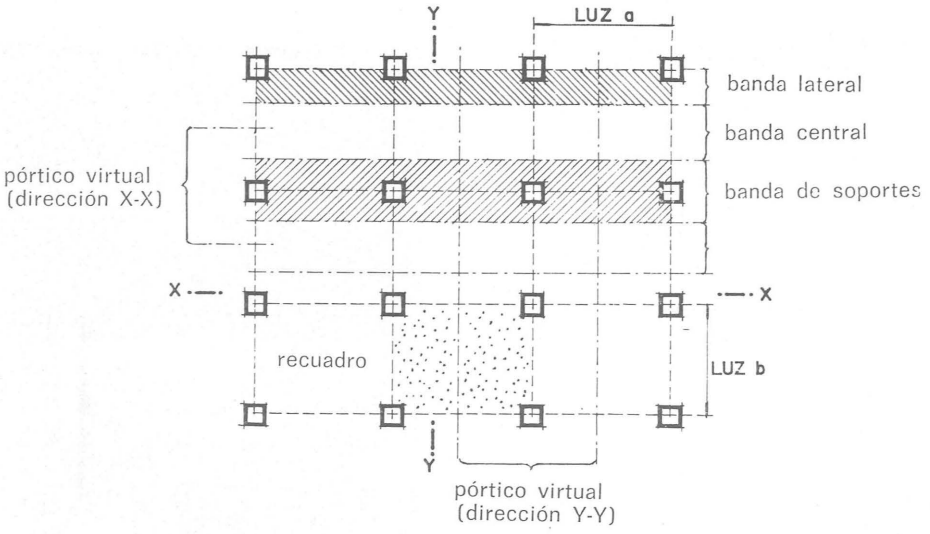
Placas

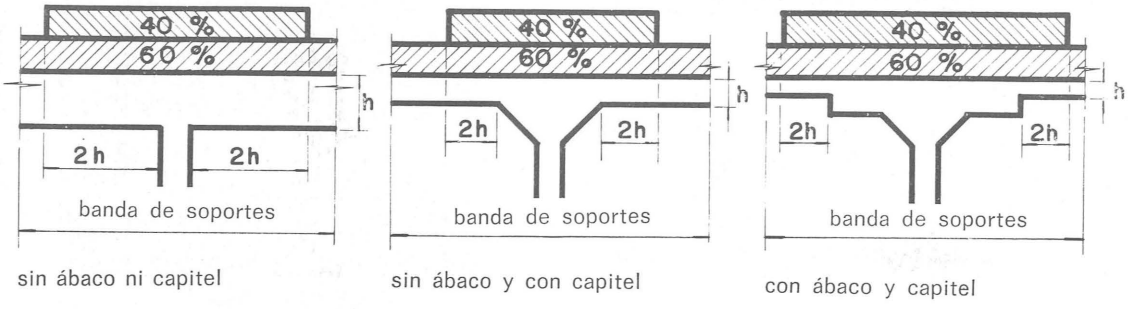
Las PLACAS son estructuras superficiales que por sus condiciones de apoyo y disposición de armaduras trabajan en dos direcciones.

Es evidente que para que una placa trabaje como tal es preciso que no exista mucha diferencia entre las dos luces, ya que si no, la mayor rigidez de la luz menor hace que sea ella la que absorba la casi totalidad



Figs. 18.9 y 18.10. Placa reticulada empotrada en las vigas perimetrales. Torres Colón. Arquitecto: A. Lamela.

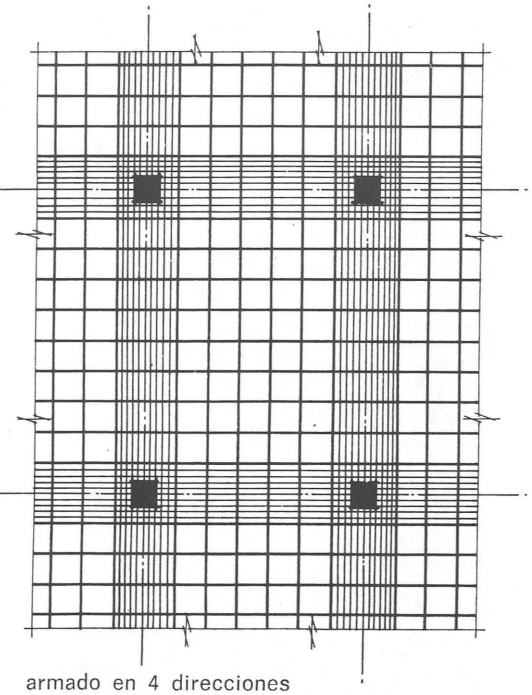




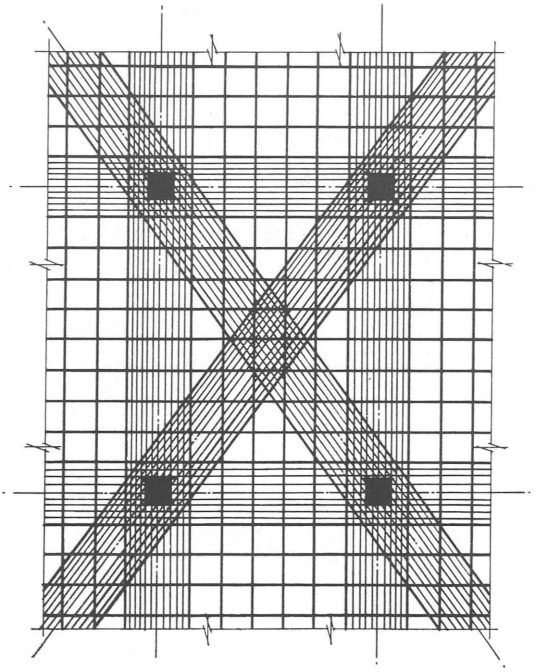
sin ábaco ni capitel

sin ábaco y con capitel

con ábaco y capitel

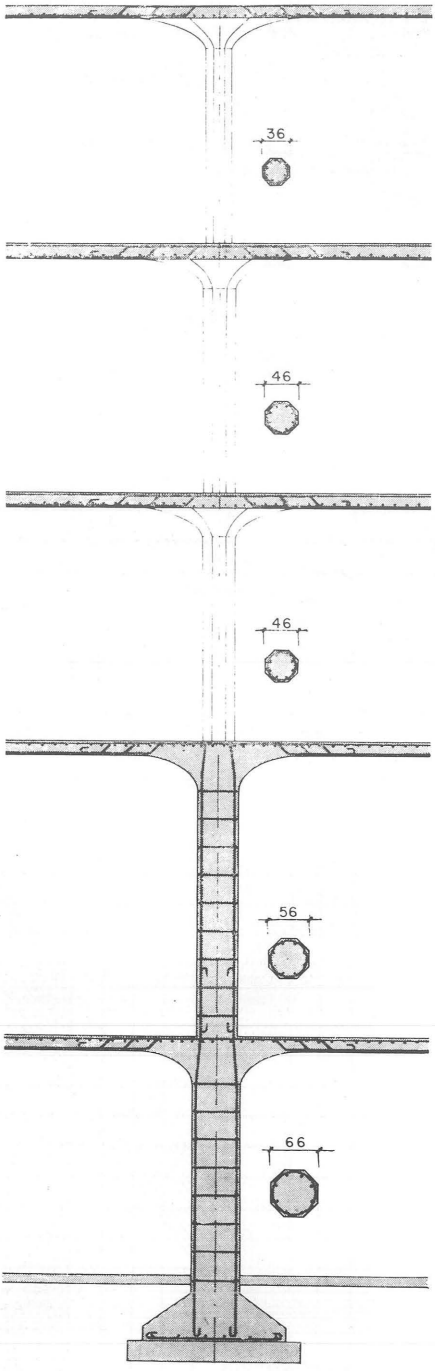


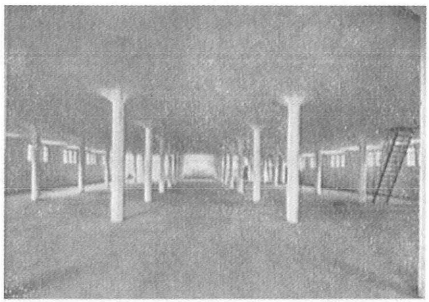
armado en 4 direcciones

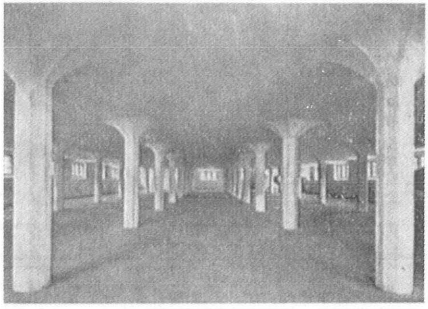


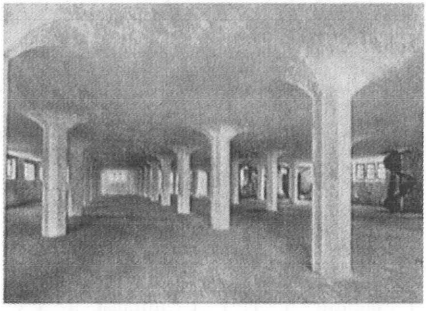
armado en 6 direcciones

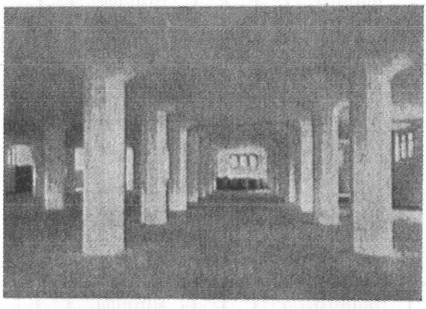
Fig. 18.11. Placas sobre apoyos aislados: armaduras longitudinales.











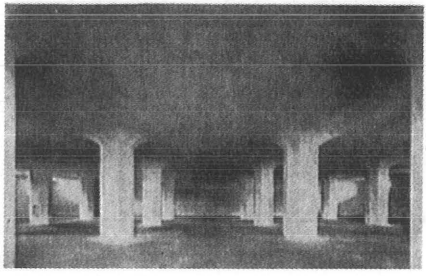


Fig. 18.12. Forjado fungiforme. Edificio industrial en Aldorf. Ingeniero: Robert Maillart (1910).

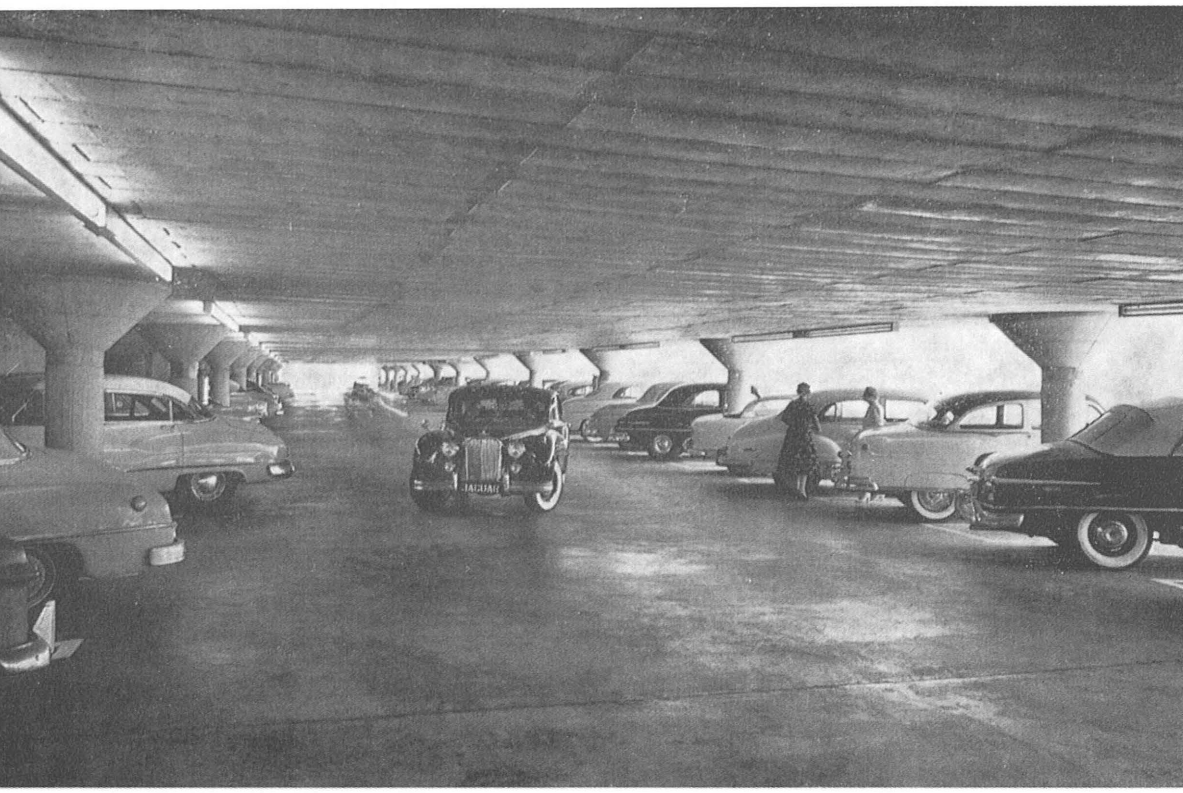


Fig. 18.13. Forjado fungiforme de un aparcamiento en Los Angeles. Arquitecto: A. C. Martin.

del momento; en cuanto la relación de las luces es menor que 1/3 en realidad se comporta más como una losa que como una placa, salvo en las proximidades del borde.

Las placas nervadas se consiguen mediante encofrados recuperables o perdidos de tipo casetón, que permiten la obtención de nervios de hormigón armado en las dos direcciones. Ofrecen la indudable ventaja de aumentar el canto y reducir el peso de las placas. Cuando esos nervios adoptan planta curva y se cruzan y encuentran, se obtienen los forjados de FERROCEMENTO patentados por P. L. Nervi y realizados con encofrados perdidos de hormigón, con lo que el intradós luce un perfecto acabado y una gran originalidad formal.

Pero también cabe la solución de apoyar las placas no sobre líneas continuas sino sobre puntos, si bien entonces surge el peligro del punzonamiento de la placa por esfuerzo cortante alrededor del pilar. Con objeto de evitar este peligro, nacen las PLACAS FUNGIFORMES, en las que el pilar se corona con un capitel en forma de hongo o sombrilla,

direcciones superponiendo a las dos paralelas o las lados, otras dos paralelas a las diagonales. Sus armaduras tipo son las reseñadas en la figura 18.11.

2. *Armaduras de punzonamiento.* Para absorber los esfuerzos cortantes en el perímetro crítico de punzonamiento. Su emplazamiento y disposición constructivas son las reseñadas en la figura 14.21.

3. *Armaduras de pilar.* Análogas a las de cualquier pilar, definidas por armaduras longitudinales y transversales según los criterios señalados en la figura 14.12.

4. *Armaduras de capitel.* Sólo precisan de una armadura mínima superficial definidas por armaduras paralelas a las generatrices y estribos, de tal modo dispuestas que no existan más de 30 cm de separación en ninguna zona (fig. 18.14).

   Si las generatrices del capitel forman con la horizontal ángulo $< 45°$ caben dos soluciones:

   — Disponer del mismo tipo de armaduras acabadas de definir, y despreciar en el cálculo la zona de capitel de ángulo inferior a 45°.

   — Forzar a que trabaje todo el capitel, transformando los estribos en zuncho de tracción, capaz de absorber las tensiones que produce la inclinación de las fuerzas del capitel.

5. *Armaduras de ábaco.* Cuya función y disposición constructiva es bien distinta según que se trate de:

   — Abaco sobre capitel. Precisa de un emparrillado de tracción, colocado en su cara inferior, para absorber las componentes horizontales de las fuerzas inclinadas que se desarrollan en el capitel.

   — Abaco oculto en placa aligerada. Dispondrá de una armadura superior de anclaje para reforzar la unión del pilar al ábaco, con la disposición y cuantía mínima señalada en la figura 18.14, según se trate de ábacos de esquina, de borde o intermedio.

   En el caso de emplear soportes metálicos, obligatoriamente se dispondrán perfiles metálicos soldados al pilar, para garantizar el anclaje del pilar metálico a la placa de hormigón armado (fig. 14.8). Este tipo de refuerzo también suele emplearse aún con pilares de hormigón armado, para reforzar el nudo de enlace.

6. *Armaduras de borde.* En todos los bordes se dispondrá un nervio de anchura no menor de 10 cm ni de $h/3$, con armadura longitudinal capaz de absorber, además de los esfuerzos resultantes del cálculo de la placa, los correspondientes a las solicitaciones puntuales que eventualmente haya que considerar. Y obligatoriamente se dispondrá cercos con separación $\geq 0{,}5d$.

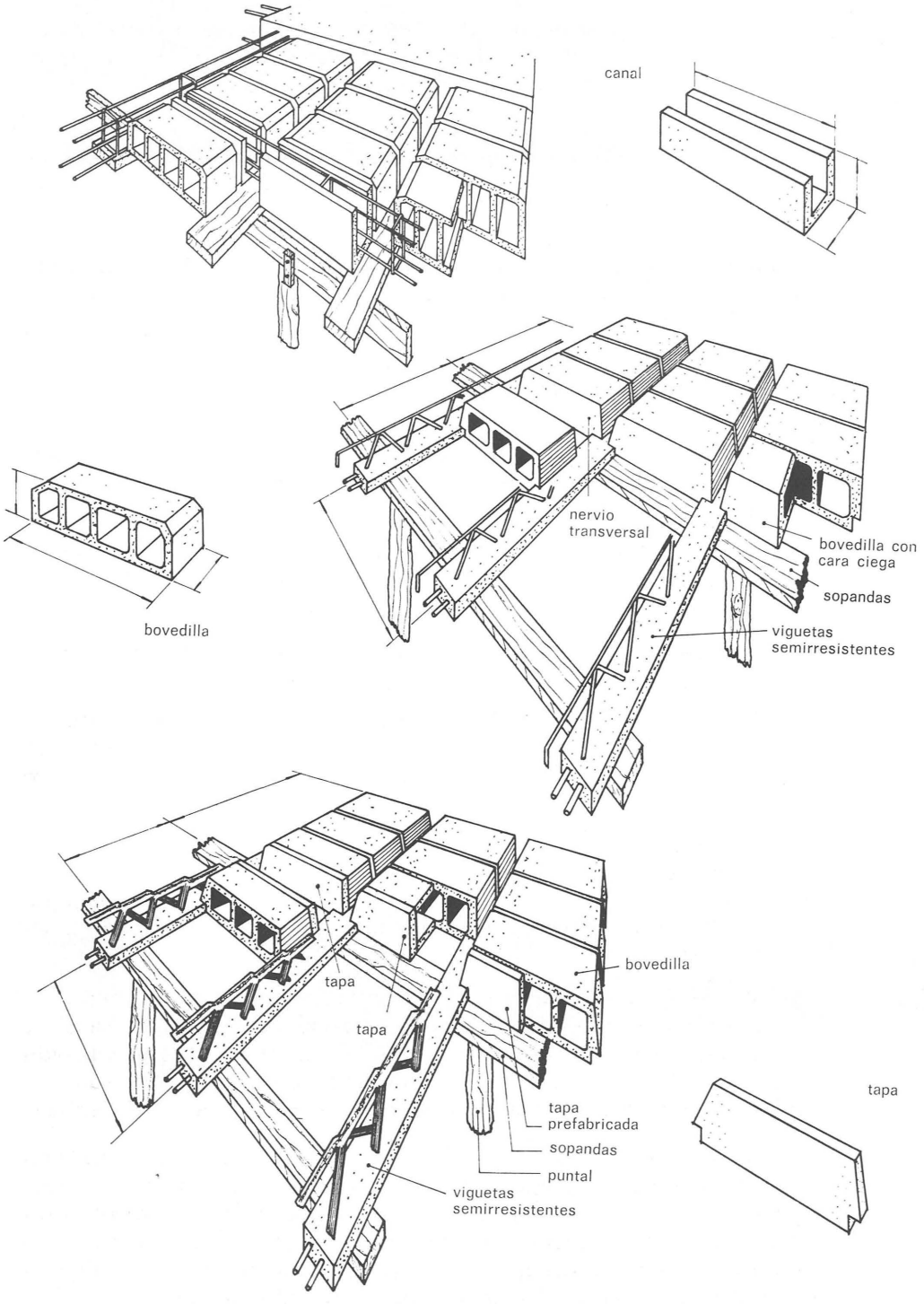
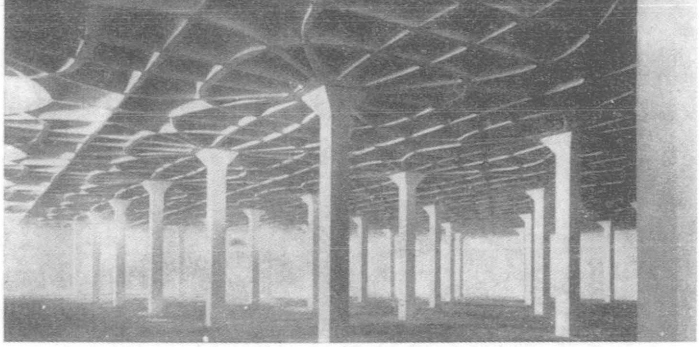
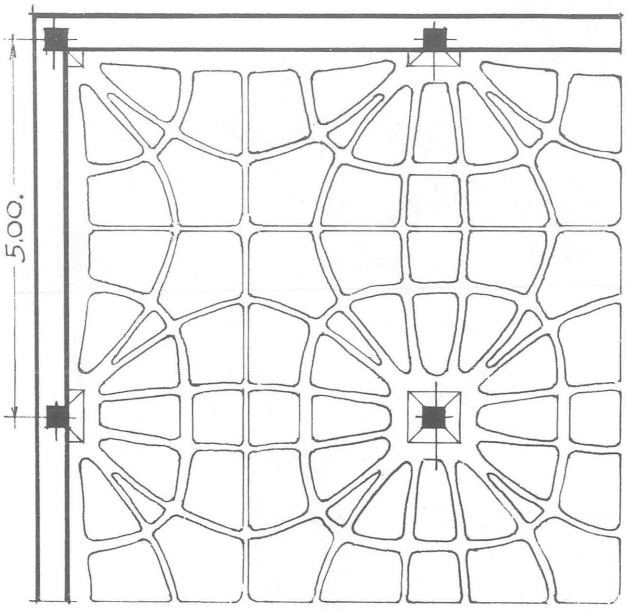
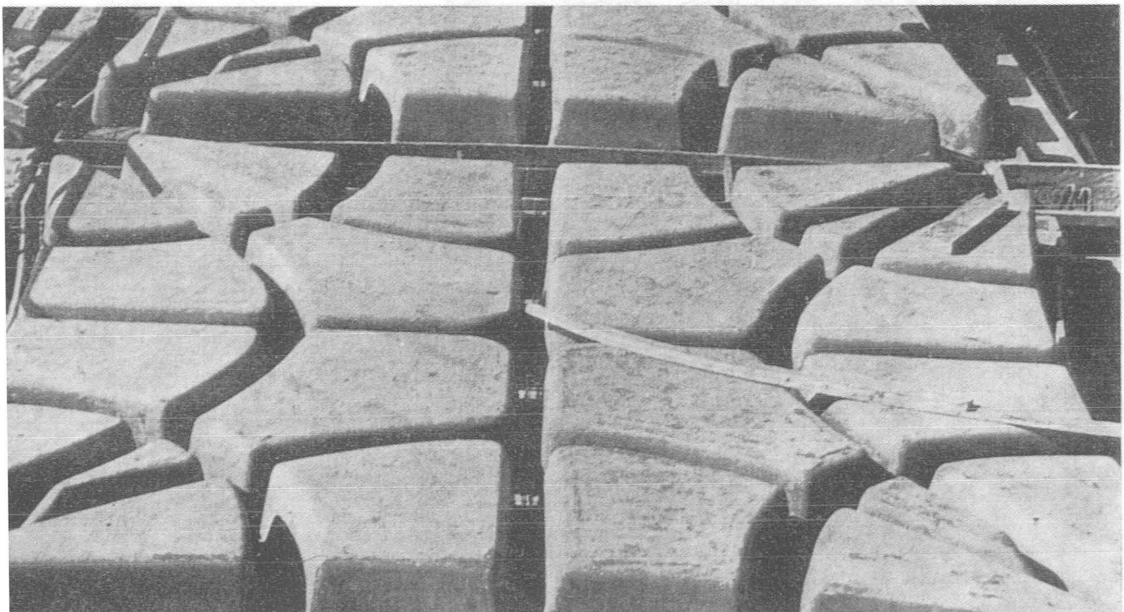


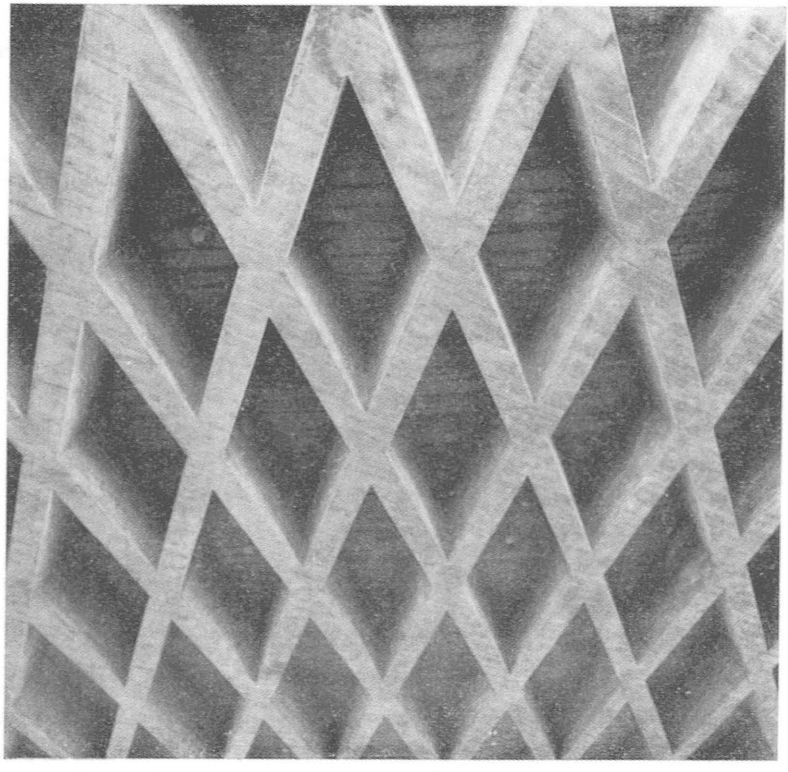
Fig. 18.16. Forjados reticulares sin necesidad de empleo de encofrado continuo. (Tipo DOMO.)





Figs. 18.17 a 18.19. Fábrica Gatti. Ingeniero: P. L. Nervi.





igs. 18.20 y 18.21. Forjado en re-
cula romboidal. Liceo Francés.
Madrid. Arquitecto: A. Rodríguez
rgaz.

Rigidez, monolitismo y encadenado

Para que un forjado pueda desempeñar su función estructural como PANTALLAS y DIAFRAGMAS, para la transmisión de acciones horizontales, y evitar el vuelco y pandeo de los elementos verticales, es preciso que cumpla con las condiciones de RIGIDEZ, MONOLITISMO y ENCADENADO.

1. Condición de RIGIDEZ

La relación f/l entre la flecha f producida por la carga de cálculo q, y la luz l del forjado, será en todo tramo no mayor de 1/300, 1/400 ó 1/500 según el tipo de tabiquería o muros de fábrica que vaya a apoyar en ellos.

En los forjados de cerámica armada, de losa aligerada de hormigón armado, de viguetas semirresistentes o de losa de hormigón, se admite que la condición anterior se cumple si la relación $d : l$ entre el canto d del forjado y su luz l no es mayor que los valores reseñados en la tabla XXXVIII del Apéndice.

En los forjados de viguetas autorresistentes, de acero o de hormigón armado o pretensado, con entrevigado, puede calcularse la flecha del forjado con el momento de inercia de las viguetas, aumentado en el 50 % por efecto del entrevigado. El porcentaje de aumento puede ser mayor si así se demuestra mediante ensayos oficiales comparativos de las flechas en la vigueta aislada y en tramos entrevigados.

Esta condición de rigidez es fundamental si los forjados se sustentan sobre estructuras murales, con objeto de que transmitan el menor momento posible a los muros en el que obligatoriamente deben empotrarse.

2. Condición de MONOLITISMO

Para la transmisión de los esfuerzos horizontales, que se producen en toda construcción por acciones de viento, o sísmicas, y por las interacciones de arriostramiento, los forjados serán monolíticos para que tengan la debida rigidez en su plano, y para ello se exigen las siguientes condiciones:

Todo forjado, incluso los de viguetas metálicas se terminará hormigonando los nervios o los senos adyacentes a las viguetas, unidos a una losa continua de espesor no menor de 2 cm por encima de todo elemento del forjado, con hormigón de resistencia no inferior a 125 kp/cm^2.

En esta losa de hormigón se incluirá una armadura perpendicular a los nervios o viguetas, de sección no menor que la reseñada en la ta-

bla XXXV del Apéndice. Es recomendable el empleo de mallazo cuya armadura principal tenga la sección indicada, en los siguientes casos:

a) En la unión con las cadenas extremas paralelas a los nervios o viguetas, en una zona de anchura no inferior al doble de la separación entre éstos y no menor de 0,80 m y penetrando en toda la anchura de la cadena.

b) En todos los forjados de luz no menor de 6 m.

c) En todos los forjados de edificios de altura superior a 18 m sobre la rasante del terreno.

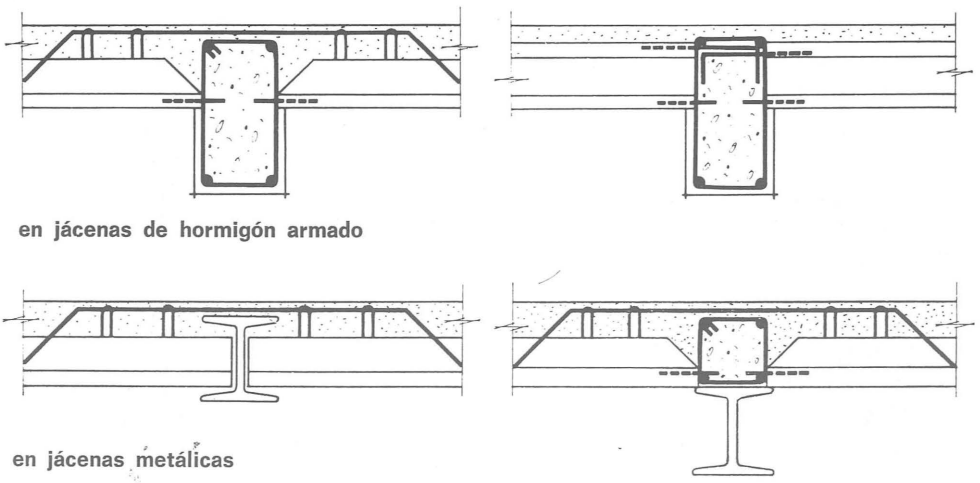
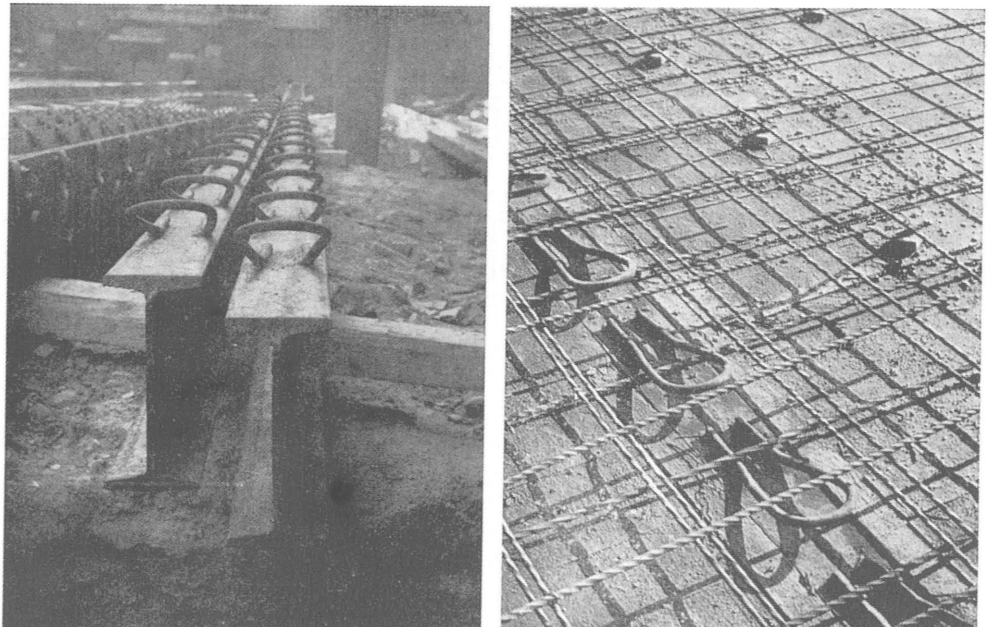


Fig. 18.22. Apoyos de viguetas, con continuidad y empotramiento.

Fig. 18.23. Conectores de jácenas metálicas.



d) En todos los forjados sustentados sobre muros de espesor igual o menor a 14 cm.

e) En todos los forjados construidos en localidades de grado sísmico VI o superior.

3. Condición de ENCADENADO

Todo forjado al que se le exija el desempeño de funciones como PANTALLAS y DIAFRAGMAS en estructuras de hormigón armado se empotrará en las jácenas en las que se sustenta, y obligatoriamente existirán zunchos o vigas de borde alrededor de todo el perímetro. Y si se sustenta sobre estructuras murales, obligatoriamente lo hará a través de los encadenados, es decir, empotrándose en las cadenas de coronación de los muros.

Todo forjado enlazará con los muros en que se sustenta, y con los transversales, mediante cadenas de hormigón armado. Solamente se permite incluir viguetas, o nervios, en mechinales de la fábrica, en obras de reforma cuando no sea posible construir la cadena.

Estas cadenas, además de servir de enlace entre forjados y muros, están sometidas a flexión y cortadura, por diferencias de asiento u otras causas, y a tracción por acciones de viento o sísmicas, que se calcularán cuando sea preciso. Las cadenas pueden también servir de dinteles, calculándolas para ello.

En todo caso las cadenas cumplirán las condiciones mínimas siguientes:

Canto. Igual o superior al canto del forjado, quedando éste incluido en el de la cadena.

Anchura. En muros extremos de espesor hasta 14 cm: igual al espesor del muro; de espesor de 14 a 38 cm: no menor que la mitad del espesor del muro más 6 cm; de espesor mayor de 38 cm: no menor de 25 cm. En muros internos: espesor igual al del muro.

Armadura longitudinal. Como mínimo cuatro barras, una en cada esquina, de ∅ 18 de acero ordinario, o del diámetro mecánicamente equivalente de aceros de alta resistencia.

Estribos. Por lo menos de ∅ 6 a separación de 40 cm.

Unión con el forjado. La unión entre el forjado y la cadena se realizará de acuerdo con las disposiciones constructivas que siguen:

Con viguetas semirresistentes, y en los casos en que las viguetas autorresistentes no tengan suficiente armadura superior para los momentos negativos producidos en el apoyo, se dispondrá una armadura suplementaria incluida en la cadena y en la losa de hormigón, en la longitud precisa.

Forjados de cerámica armada o de losa de hormigón armado. Sus armaduras superior o inferior penetrarán en la cadena con las longitudes de anclaje requeridas por los esfuerzos que pueden soportar.

Forjados con viguetas de hormigón armado con armaduras salientes. La vigueta apoyará en el muro no más de 5 cm, y las armaduras salientes penetran en la cadena con la requerida longitud de anclaje. Son preferibles las viguetas con testa en bisel.

Forjados con viguetas de hormigón armado sin armaduras salientes, de hormigón pretensado y de acero. La vigueta penetrará en la cadena en toda la anchura de ésta. Las armaduras longitudinales de la cadena pasan por debajo y por encima de la vigueta.

Si el forjado se sustenta sobre vigas metálicas, para conseguir la condición de ENCADENADO, debe recurrirse a las siguientes soluciones constructivas:

1. Apoyando las viguetas en el ala inferior de la viga y disponiendo el suprados del forjado 3 a 4 cm por encima del ala superior de las vigas, para pasar las armaduras de los apoyos y las de reparto.

2. Apoyando las viguetas en el ala superior de la viga, con conectores que se hormigonan en las cadenas de apoyo.

Voladizos

Cualquiera que sea el tipo de forjado empleado, los voladizos constituyen elementos singulares que requieren precauciones especiales, entre las que se pueden destacar las siguientes:

1. Las armaduras necesarias para la absorción de momentos negativos deben colocarse en posición correcta y bien fijas para que al hormigonar no pierdan canto y produzcan la fisuración en la cara superior.

2. Dichas armaduras deben prolongarse en el tramo inmediato al menos en una longitud igual al vuelo, con objeto de evitar el

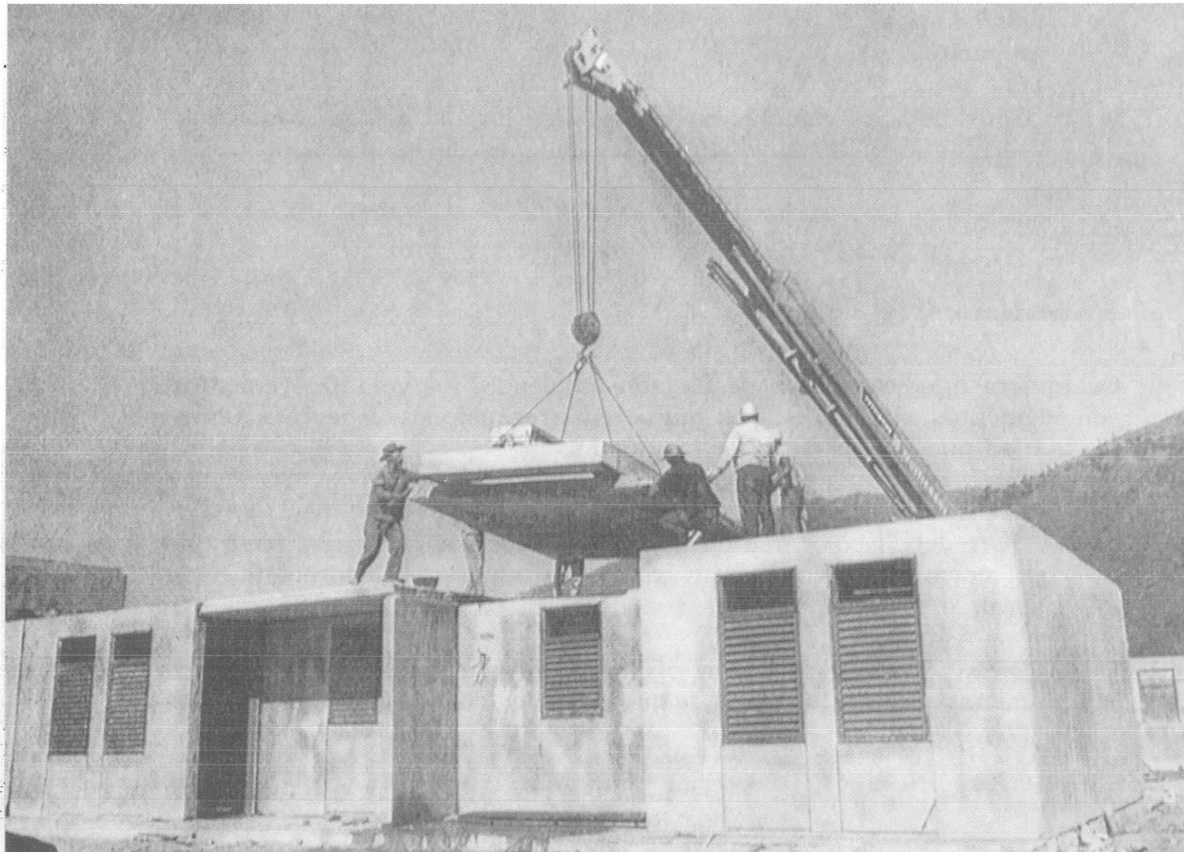
peligro de vuelco. Y si el vuelo va a soportar en punta el peso del muro de cerramiento, habrá que aumentar dicha longitud de anclaje o adoptar disposiciones constructivas que lo garanticen.

3. Debe disponerse siempre un zuncho de borde, definido al menos por dos Ø 10 y estribos con separaciones inferiores al canto.

4. Para poder absorber eficazmente las compresiones en la cara inferior, es recomendable macizar de hormigón dicha zona por lo menos hasta la cuarta parte del vuelo. Por ello, la mejor solución de un voladizo es hacerlo con losa o placa maciza, y no emplear viguetas o vigas planas.

5. Se debe cuidar con todo rigor la limitación de flecha, sobre todo si el muro va a cargar en punta. Y con objeto de evitar que por deformación de los vuelos de las sucesivas plantas, se incrementen las cargas actuantes sobre los voladizos de las plantas inferiores, el cerramiento debe construirse de arriba a abajo. En caso de hacerse al contrario, debe dejarse un huelgo en la coronación del muro de cada planta, para cerrarlos a última hora, cuando ya se han puesto en carga todos los voladizos, y con un mortero fácilmente deformable.

Fig. 18.24. Placa prefabricada de techo de una vivienda prefabricada en Venezuela.



19 escaleras y rampas

Clasificación ☆ Losas continuas ☆ Losas voladas
Peldaños volados ☆ Zancas helicoidales ☆ Rampas

Clasificación

Desde el punto de vista estructural los diferentes tipos de escaleras y rampas pueden resolverse de modos muy distintos, de acuerdo con sus formas, emplazamientos y enlaces con otros elementos constructivos. Y aunque siempre cabrá la posibilidad de diseñar una escalera con estructura singular, en general, sus diferentes soluciones pueden clasificarse, en función de sus zancas, en:

LOSAS CONTINUAS
LOSAS VOLADAS
PELDAÑOS VOLADOS
ZANCAS HELICOIDALES

y en grupo aparte, por sus especiales características formales, las rampas, cuyas soluciones muestran también una amplia gama de variables.

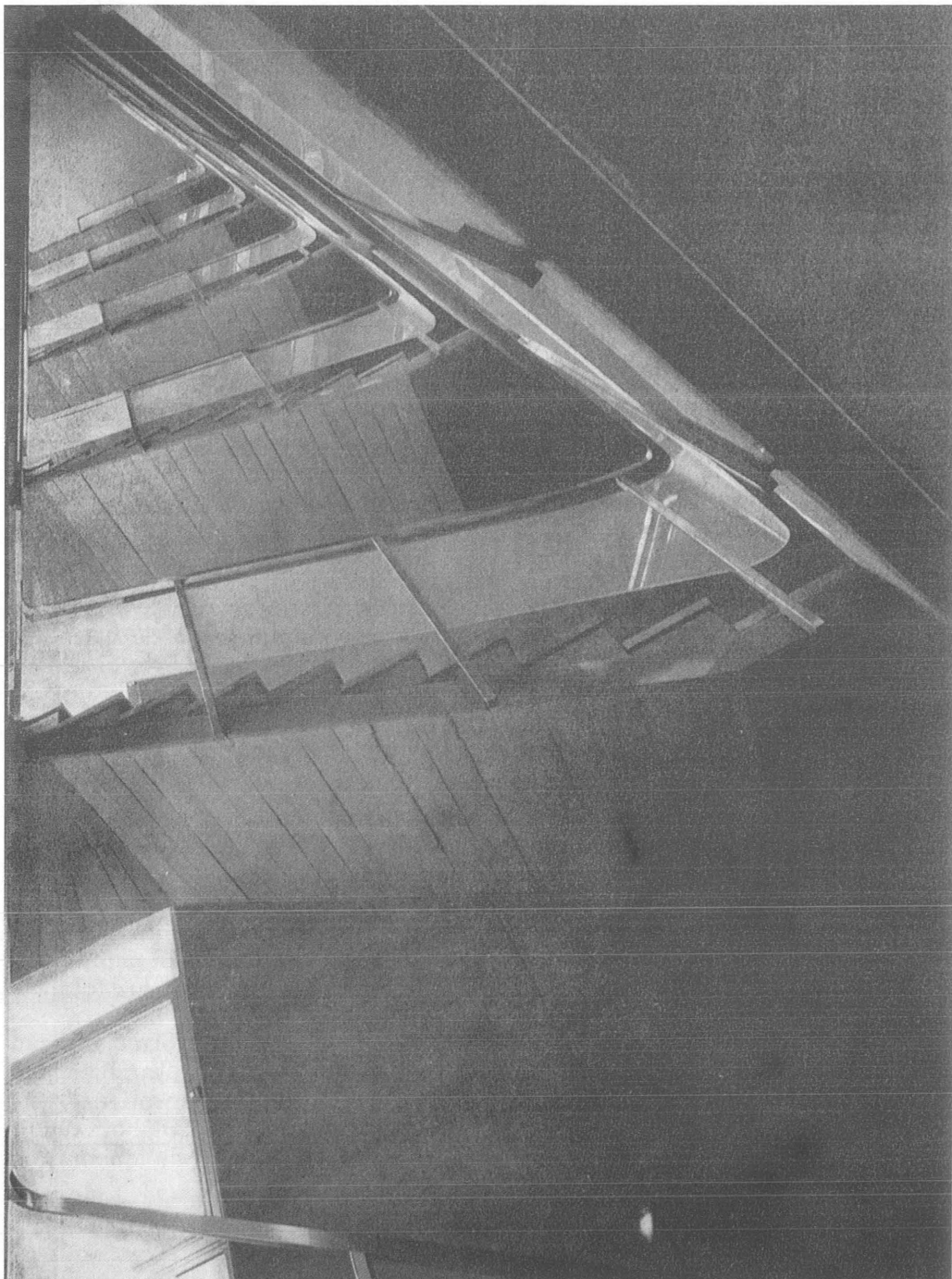
Losas continuas

Las zancas resueltas estructuralmente como losas continuas no ofrecen ninguna dificultad estructural, ya que sus únicos puntos singulares, los quiebros entre mesetas y tramos inclinados, se resuelven de acuerdo con los criterios reseñados en la figura 14.19. Como, por otro lado, los tramos inclinados no pueden tener más de 15 peldaños sin meseta intermedia, las luces a salvar son moderadas, y como mucho plantean el problema de sustentar esa meseta intermedia para cortar la luz total.

En general, suelen construirse con losas de espesor uniforme, ralizándose el peldañeado a posteriori con elementos de fábrica. También puede hacerse el estradós de la losa con el peldañeado de hormigón, pero de hormigón en masa, ya que este escalonamiento no colabora en la absorción de flexiones. Pero además cabe la solución de quebrar la

zanca, para que su forma se adapte al trazado del peldañeado, con lo que exigen que sus armaduras se adapten también a los sucesivos escalonamientos, para lo cual es preciso individualizar las armaduras de cada peldaño, ya que si fuesen continuas se producirían fallos en los ángulos entrantes del trasdós, y salientes del estradós (fig. 19.3).

Fig. 19.1. Escalera de losa continua de espesor uniforme.
Arquitecto: M. Fisac.



zancas
en losa continua

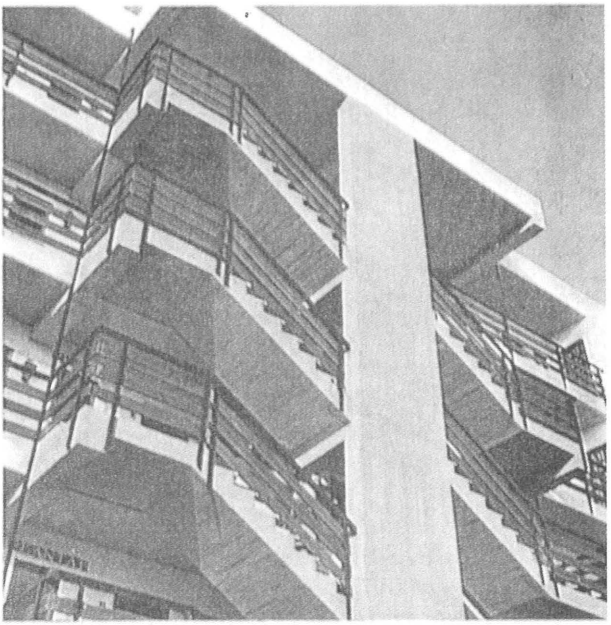


Fig. 19.2. Escalera de losa continua con peldañeado de hormigón.
Arquitecto: F. Cassinello.

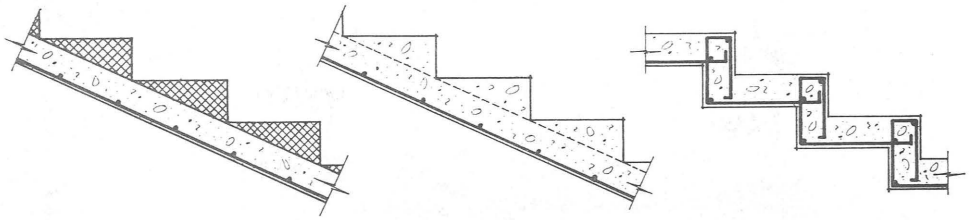


Fig. 19.3. Diferentes tipos de soluciones de zancas en losas continuas.

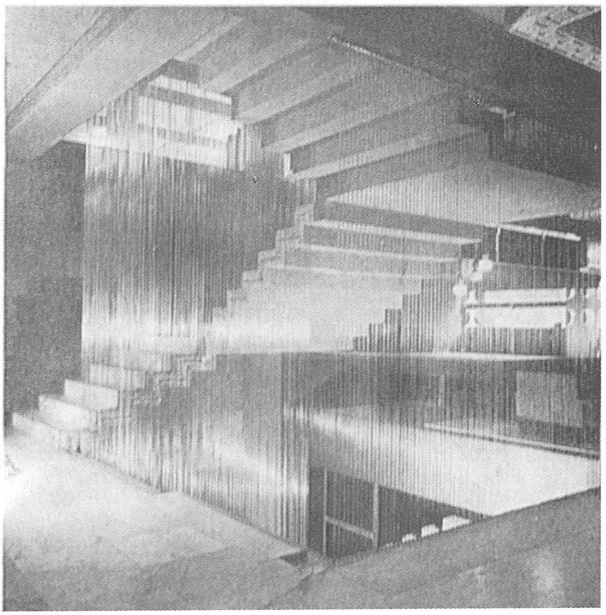


Fig. 19.4. Escalera de losa continua de zanca quebrada. Arquitecto: Juan de Haro.

Losas voladas

Como por regla general el ancho de una escalera varía de 0,80 a 1,50 m, cabe la posibilidad de resolverla estructuralmente en voladizo en este sentido transversal. La solución es sencilla, y sólo exige la existencia de un elemento estructural (muro, viga...) continuo en el borde que va a empotrarse.

En estos casos, la zanca escalonada ofrece ventajas sobre la continua de espesor uniforme, ya que en los sucesivos peldaños la tabica es la que trabaja más favorablemente en la absorción de momento, por su mayor canto, mientras que las huellas, a la par que desempeñan el papel de cabezas de compresión y tracción de las vigas en Z resultantes, exigen la armadura longitudinal de reparto, y que a la vez es responsable de la continuidad longitudinal de la zanca.

De todos modos, en estos casos, más que la propia zanca, es el elemento estructural en el que se empotra el que exige mayor atención, ya que es preciso no sólo que absorba los momentos de empotramiento que sobre él actúan, sino que al mismo tiempo debe garantizar la estabilidad del conjunto.

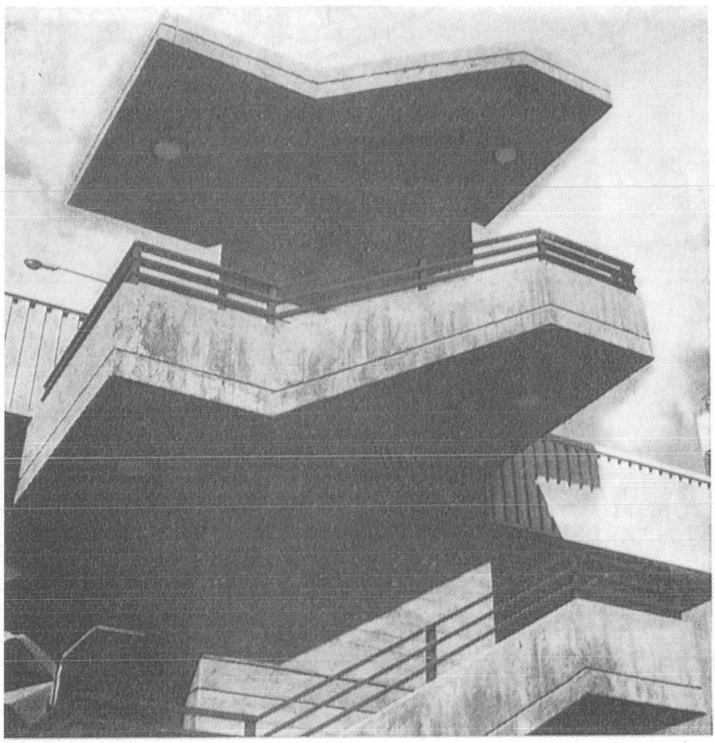
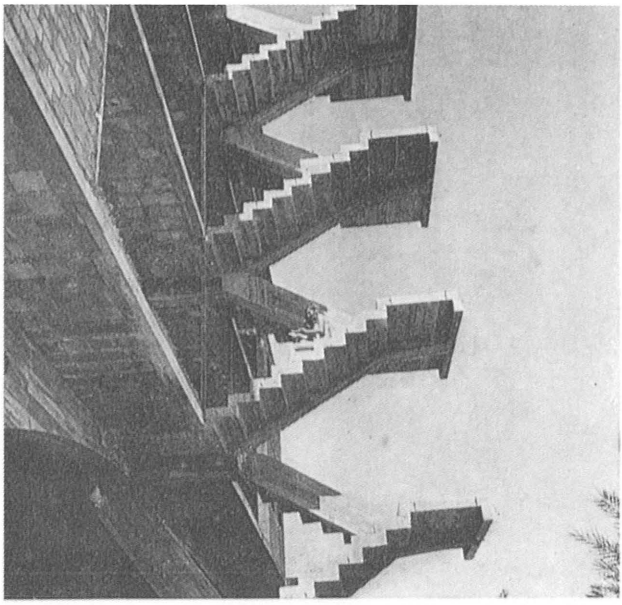
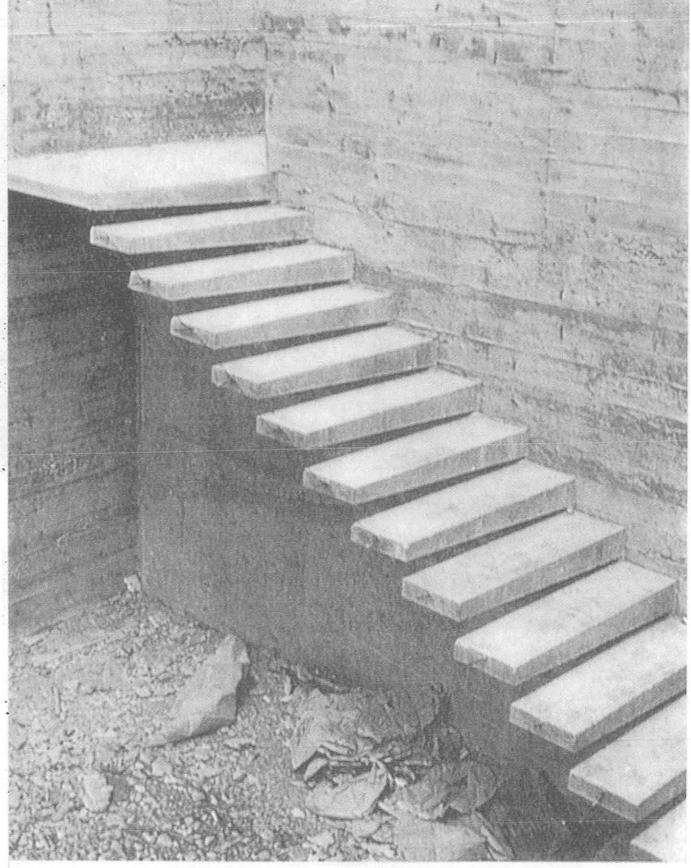


Fig. 19.5. Escalera de losas voladas. Arquitecto: García Benito.

zancas
en losas voladas

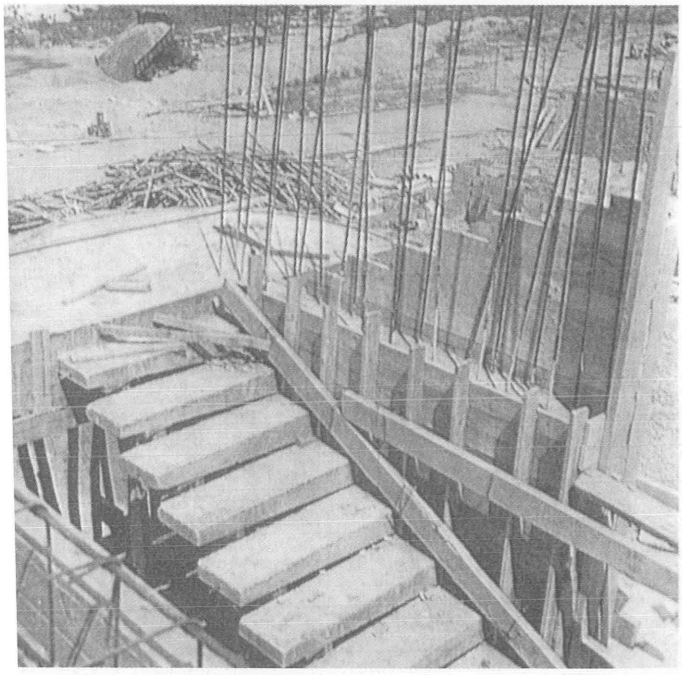


Figs. 19.6 y 19.7. Escalera de losa volada escalonada. Arquitecto: F. Cassinello.



zancas
de peldaños volados

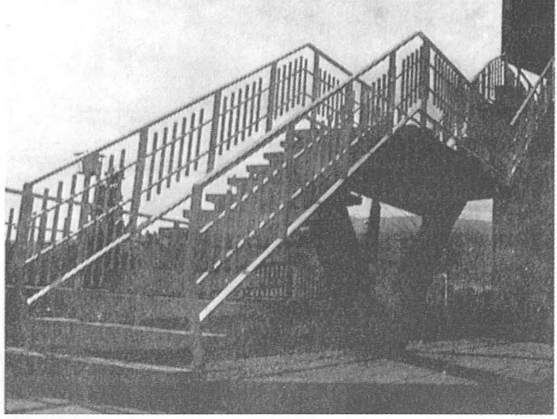
Figs. 19.8 y 19.9. Escalera de peldaños volados.
Arquitecto: F. Cassinello.

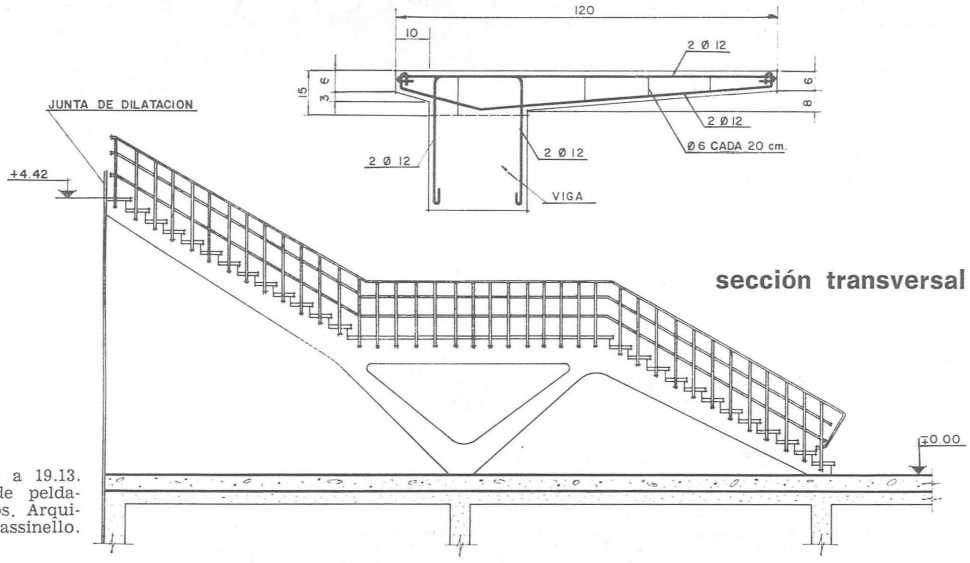


Peldaños volados

Desde el punto de vista estructural constituye una variante de las losas voladas, ya que éstas no precisan de la continuidad longitudinal, lo cual permite resolver la escalera con ménsulas independientes para cada peldaño. Esta solución ofrece la ventaja de poder emplear peldaños prefabricados de la forma, dimensiones y calidades deseadas, dejando armaduras salientes en punta, para fijar la barandilla, y en arranque para anclarlas en el empotramiento.

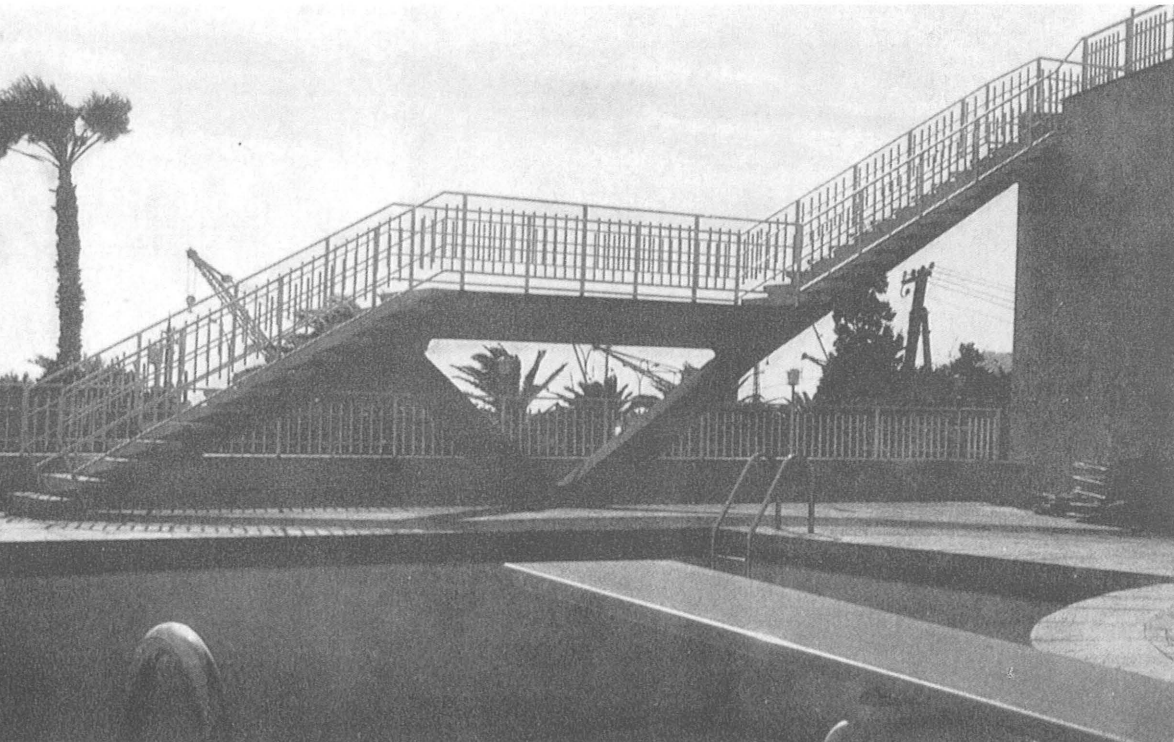
Su sencillez constructiva le permite resolver con la misma facilidad escaleras rectas o curvas, empotradas en muros o vigas.





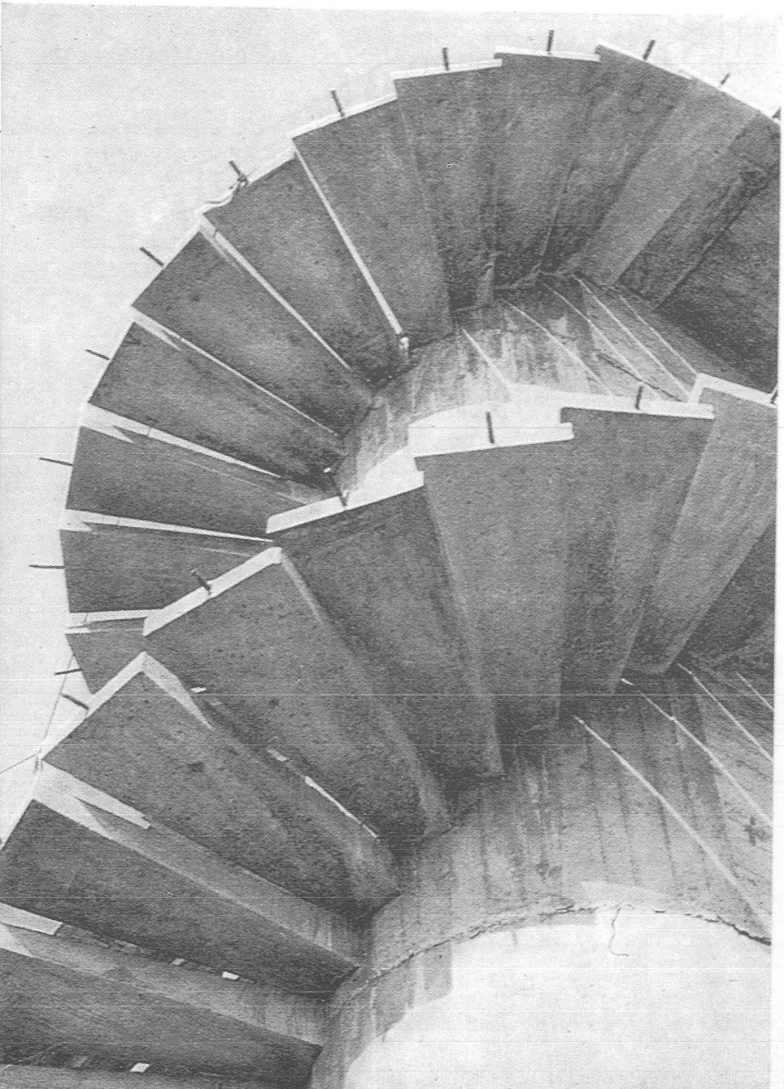
sección transversal

Figs. 19.10 a 19.13. Escalera de peldaños volados. Arquitecto: F. Cassinello.



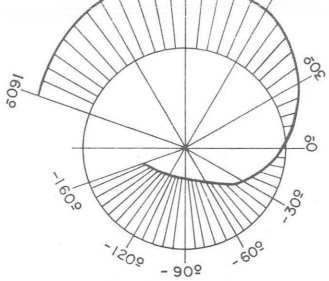
zancas de peldaños volados

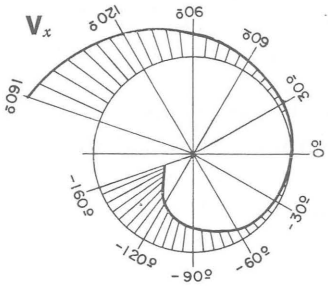
Figs. 19.14 y 19.15. Escalera de zanca helicoidal de peldaños volados. Arquitecto: F. Cassinello.

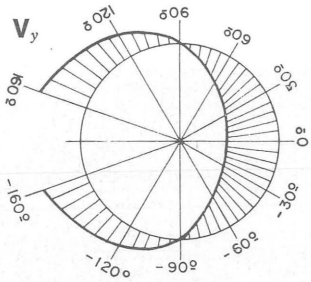


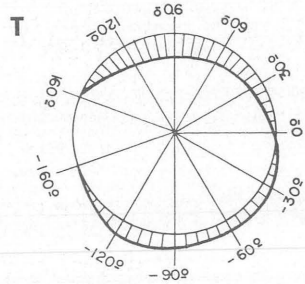
Zancas helicoidales

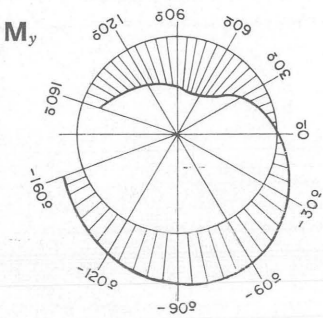
La zanca de una escalera helicoidal suele adoptar la forma de un helicoide de eje y plano director. Su superficie alabeada está, pues, engendrada por una serie de generatrices rectas horizontales —paralelas al plano director que es el del suelo— que cortan al eje de la hélice directriz. Dicha superficie posee una gran rigidez de forma, como fácilmente puede intuirse al observar que una cuadrícula ortogonal de hélices y generatrices rectas, sobre ella dibujada, tiene que perder la ortogonalidad de todos sus ángulos para sufrir cualquier tipo de deformación. Esta rigidez de forma colabora eficazmente en la estabilidad de la escalera, pero al considerarla en el cálculo se complica el problema de tal modo que suele prescindirse de su eficaz colaboración y considerar la escalera helicoidal como formada por un elemento lineal —su eje helicoidal— en cuya línea se condensa la sección transversal con todas sus características geométricas y mecánicas.

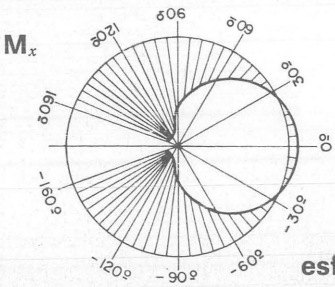




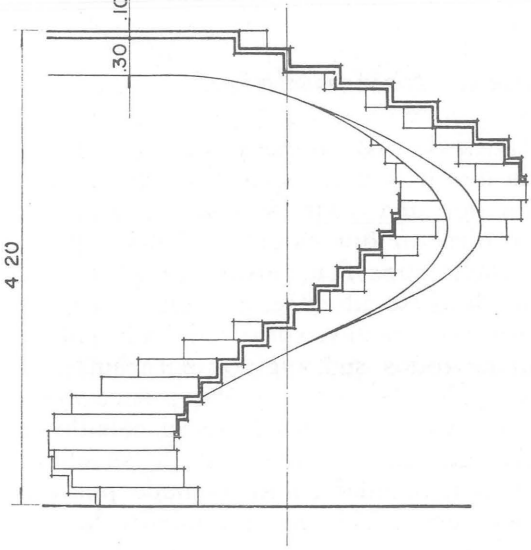




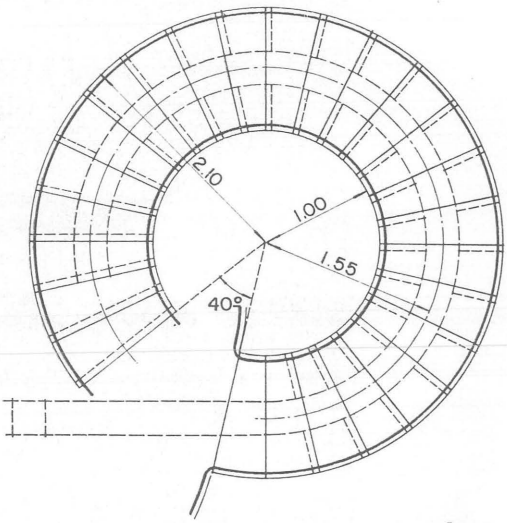




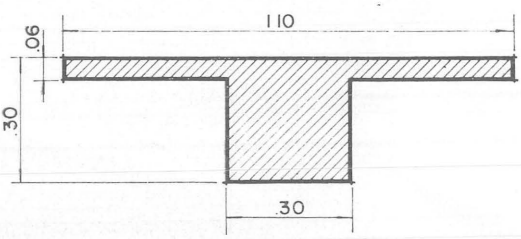
esfuerzos



alzado

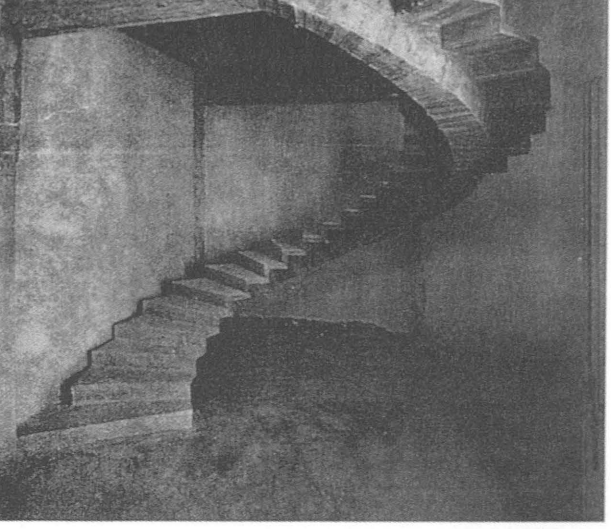


planta

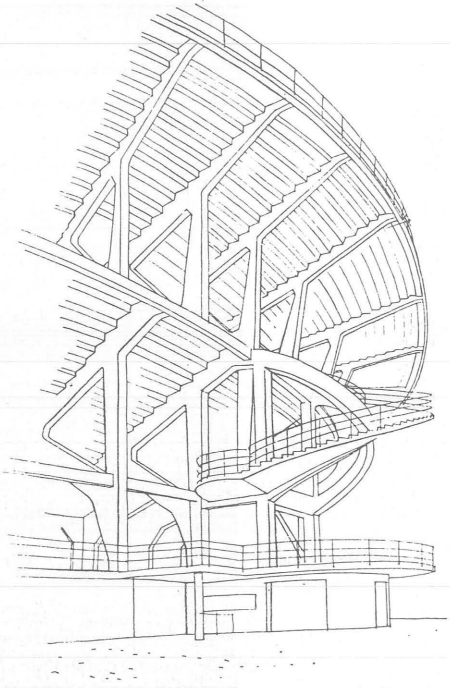


sección transversal

zancas helicoidales



Figs. 19.16 a 19.19. Escalera de zanca helicoidal. Arquitecto: F. Cassinello.



Figs. 19.20 y 19.21. Escaleras de zanca helicoidal del estadio Berta de Florencia. Ingeniero: P. L. Nervi.

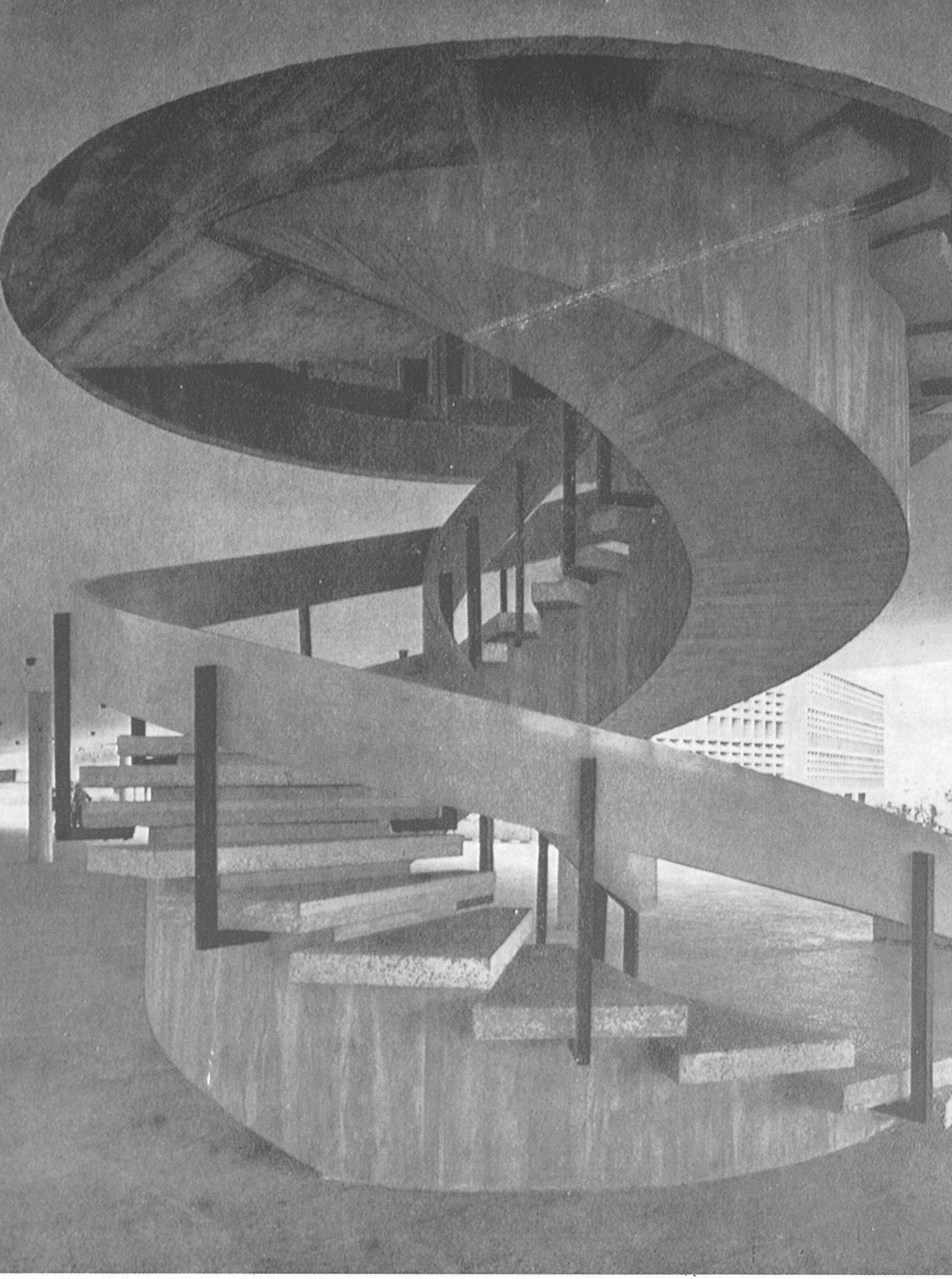
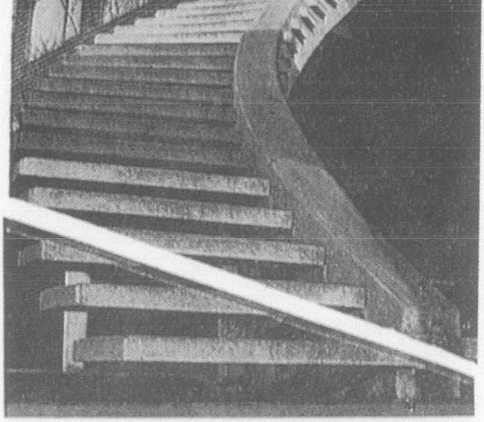
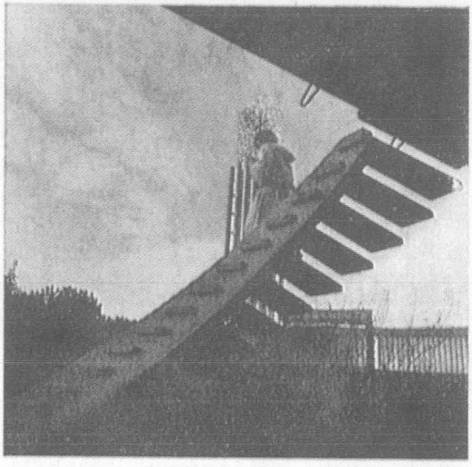
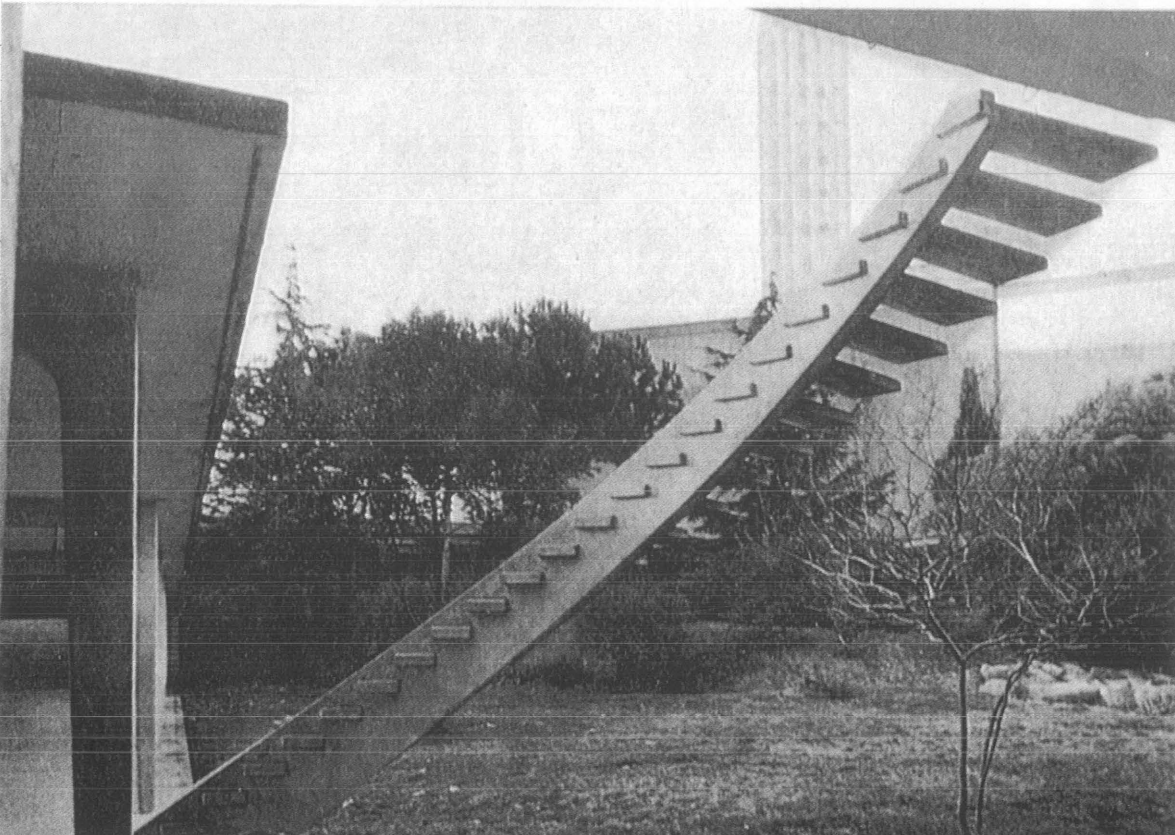


Fig. 19.22. Escalera de zanca helicoidal del Centro de Orientación de Universidades Laborales de Valencia. Arquitecto: F. Moreno Barberá.





Figs. 19.23 a 19.25. Escalera de zanca helicoidal, en pescante y peldaños volados. Arquitecto: M. Fisac.



Para dimensionar la escalera hay que determinar los esfuerzos en cada sección, en función de la ley de cargas, forma y condiciones de sustentación, resolviendo las correspondientes ecuaciones de equilibrio. Como por regla general las escaleras helicoidales se sustentan empotrándose en arranque y llegada, en cada sección aparecen seis esfuerzos —N; V_x;

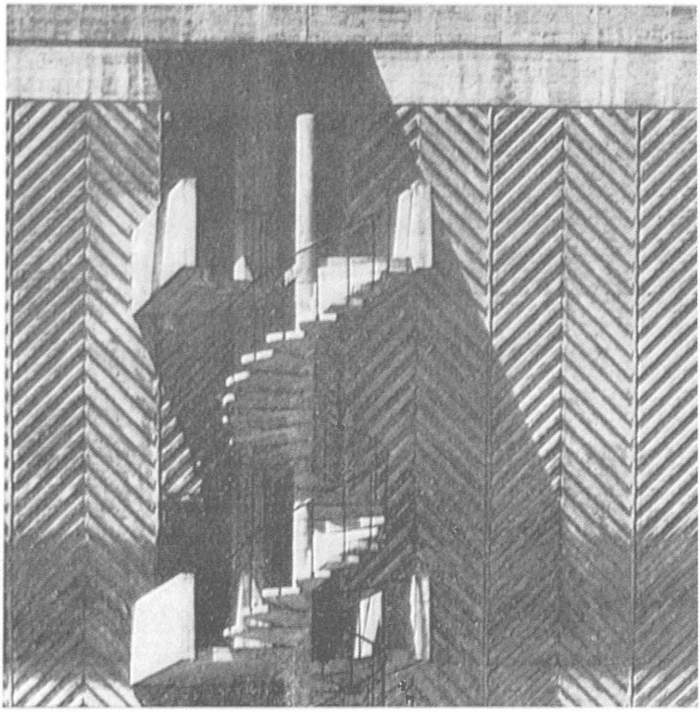


Fig. 19.26. Escalera helicoidal, de caracol.

V_y; T; M_x, y M_y— cuyas gráficas son de la forma reseñada en la figura 19.17. Se comprende fácilmente que, dada la importancia de los esfuerzos cortantes y momentos torsores, toman gran desarrollo las armaduras transversales.

El propio método de cálculo, basado en la hipótesis de que se trata de un elemento lineal en hélice, fomenta el desarrollo de zancas lineales y peldaños prefabricados volados.

Si la zanca sólo se empotra en arranque, y no llega a la meseta superior (figs. 19.23 a 19.25), se comporta como un pescante, con esfuerzos máximos en el empotramiento y nulos en el extremo superior libre.

Un caso particular lo constituyen las escaleras helicoidales sin ojo, o de caracol, en las que la existencia de ese eje central recto permite sustentar en él los peldaños volados, siempre que dicho eje central pueda estar estabilizado por su empotramiento en base, apoyos laterales de meseta o pretensado longitudinal.

Rampas

Sólo se diferencian de las escaleras en la ausencia del peldañeado, lo cual por seguridad al deslizamiento obliga a reducir sus pendientes ($\gtrless 15°$). Sus soluciones estructurales son análogas a las de las zancas de escaleras y hoy día han adquirido gran desarrollo no sólo en el interior de los edificios, sino inclusive fuera de ellos, en accesos a instalaciones deportivas, pasos elevados para peatones, etc.

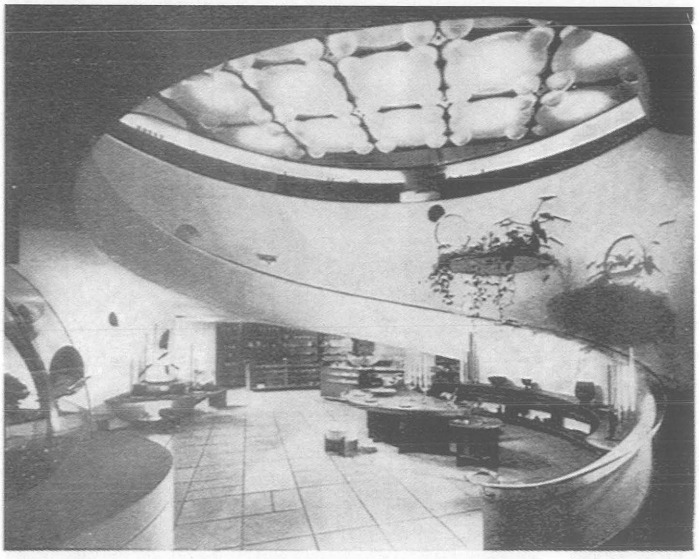


Fig. 19.27. Rampa helicoidal en el interior de una tienda en San Francisco. Arquitecto: F. Ll. Wright.

Fig. 19.28. Pasarela.

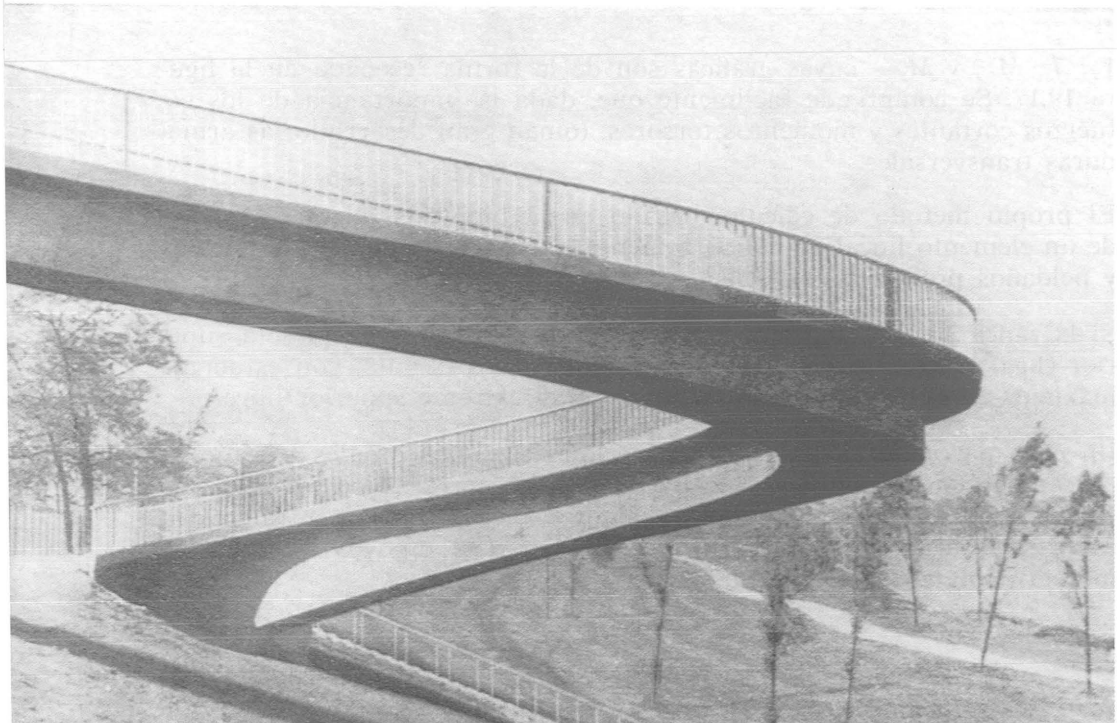


Fig. 19.29. Pilares fungiformes de las rampas de acceso del Estadio del Real Madrid. Arquitecto: M. Muñoz Monasterio. Ingeniero: C. Fernández Casado.

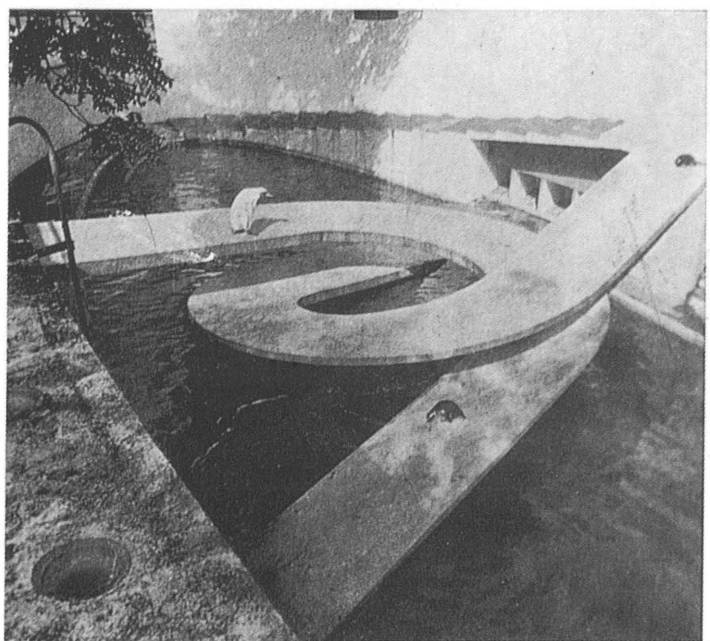
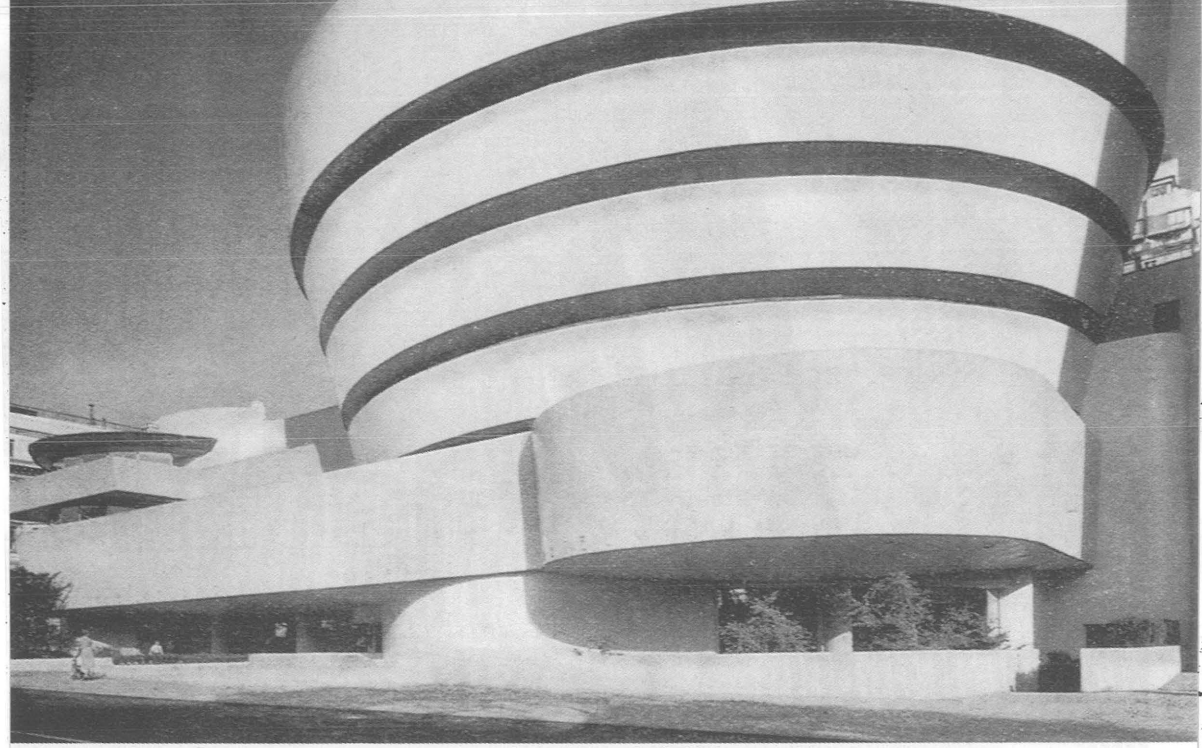


Fig. 19.30. «Penguin Pool». Londres. Arquitectos: Lubetkin, Drake y Tecton.



rampas helicoidales

Figs. 19.31 y 19.32. Rampas del Museo Guggenheim, Nueva York. Arquitecto: F. Ll. Wright.

20 muros

Clasificación ☆ Muros de carga ☆ Muros de contención
Depósitos ☆ Silos ☆ Piscinas

Clasificación

El muro de hormigón armado, al facilitar las posibilidades de enlace de muros entre sí y con los forjados, va a permitir la evolución total del muro, tanto en su más puro concepto arquitectónico, como en sus soluciones estructurales, constructivas y posibilidades aislantes.

Mies van der Rohe, al revalorizar el papel del espacio como principal elemento arquitectónico, inicia la ruptura de la continuidad mural. Porque un edificio no es un espacio cerrado por cuatro paredes, suelo y techo en los que hay que abrir una serie de agujeros o perforaciones para crear puertas y ventanas. Un edificio es el resultado de la ordenación lógica y proporcionada de una serie de elementos estructurales y de cerramiento, de acuerdo con el programa particular de cada caso. Y así, junto a los muros macizos, totalmente ciegos, alternan las superficies acristaladas, coronadas por ligeros voladizos de cubierta que marcan la continuidad del techo interior hacia el exterior, eliminando los

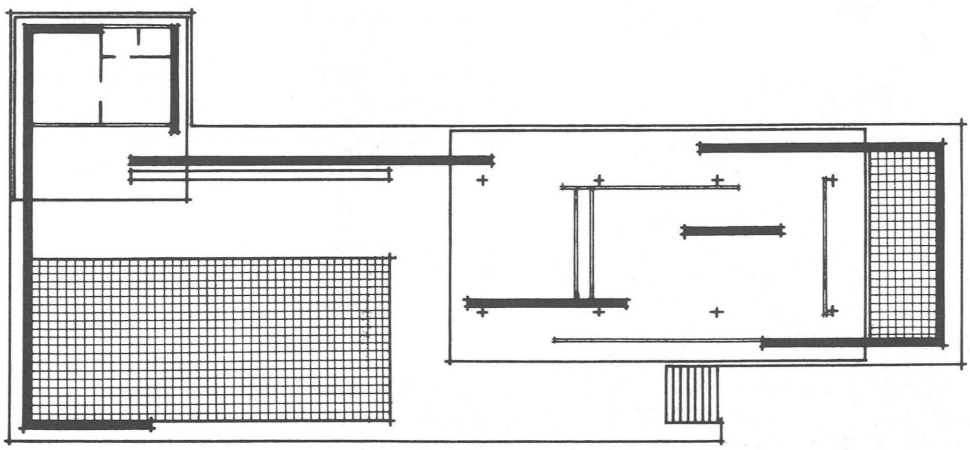


Fig. 20.1. Pabellón alemán. Barcelona, 1929. Mies van der Rohe.

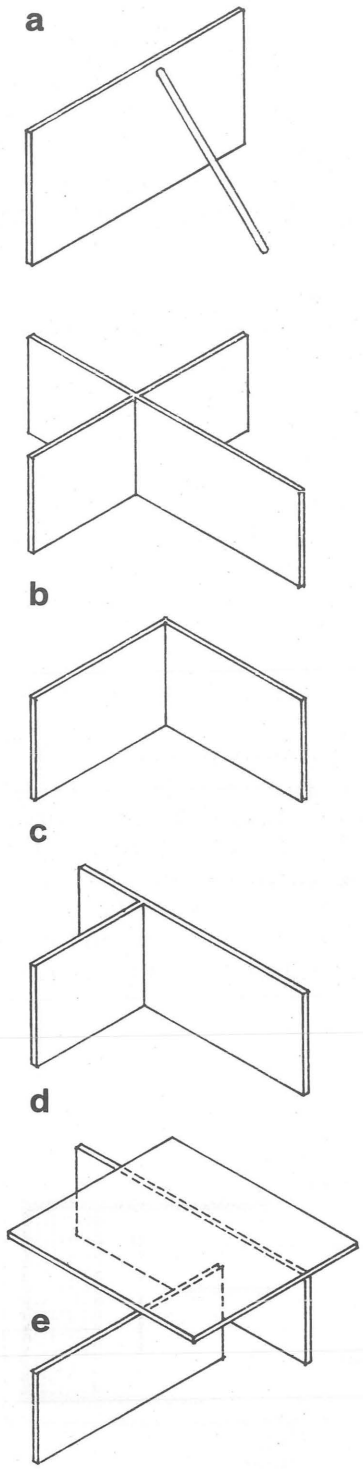


Fig. 20.2. La estabilidad del muro puede conseguirse con cruce, esquina o encuentro de muros, o con enlaces con un forjado.

pesados dinteles. El muro se individualiza, adquiere mayor personalidad, y el plano pasa a ser elemento fundamental de la composición espacial, rompiendo el viejo concepto de masa y volumen. El Pabellón Alemán de la Feria Internacional de Muestras de Barcelona del año 1929 constituyó la obra más expresiva de Mies, de revalorización del plano.

Bien es verdad que esta mayor libertad del muro es consecuencia de su mayor capacidad resistente y, sobre todo, de la posibilidad de absorción de tracciones en soluciones armadas, ya que al descentrar cargas y reducir espesores, el muro puede llegar a tener una solicitación análoga a la de un forjado pretensado. Por ello, y con objeto de reducir en lo posible las excentricidades mayores, que son las producidas por las acciones horizontales (viento y sismos) se adoptan disposiciones de muros en direcciones cruzadas, rígidamente enlazadas con los forjados. Y así, de los muros paralelos, rigidizados con otros muros mediante cruces, encuentros y esquinas, se puede llegar a los muros aislados con orientaciones distintas.

El muro de hormigón, en este aspecto, es decir, como MURO DE CARGA, va a permitir el desarrollo de formas estructurales, directamente inspiradas en la construcción cerámica, pero llevadas más allá por sus nuevas posibilidades resistentes, formáceas y de enlace.

* * *

Junto a los muros de carga, que soportan principalmente acciones verticales, existe otro conjunto de muros cuya función primordial es la absorción de

empujes producidos normalmente a su plano, y que constituyen los MUROS DE CONTENCION, con los que se resuelven depósitos, silos, piscinas, pantallas, etc.

* * *

Fuera de su función estructural, en edificación, cabe clasificar a los muros por su función en MUROS DE DISTRIBUCION y MUROS DE CERRAMIENTO. En éstos, el hormigón normal encuentra pocas ventajas de aplicación, y sus soluciones se orientan hacia el empleo de hormigones ligeros, o mejor aún, para obtener las propiedades aislantes térmicas, acústicas o humídicas que se les exigen, recurren a soluciones huecas, macizas o de multicapas, según las posibilidades de espesor y función resistente.

Muros de carga

En general, los muros de carga de hormigón no precisan armaduras para la absorción de esfuerzos de compresión, ya que su elevada capacidad resistente y la enorma cantidad de superficie resistente que resulta en planta, hacen que las tensiones sean muy moderadas y que los espesores sean muy reducidos. Efectivamente, un muro de 10 cm de espesor, y 100 kp/cm^2 de tensión de cálculo tiene una capacidad portante de 100.000 kp/m, es decir, que con forjados de 4 m y carga mayorada de 1.000 kg es capaz de soportar 25 plantas.

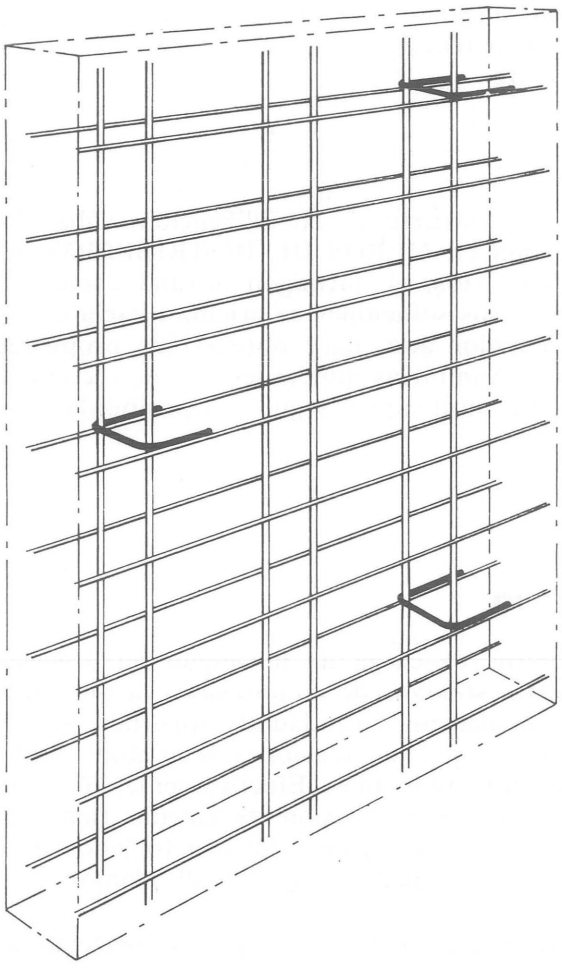
Claro que para ello es preciso que la carga esté perfectamente centrada y que no intervenga la esbeltez y consiguiente efecto de pandeo. Pero aún teniendo en cuenta todo ello, es evidente que las estructuras de muros portantes tienen unas enormes posibilidades estructurales.

Esta enorme capacidad resistente es la causa del desarrollo de construcciones con muros de hormigones de bajas resistencias, en edificios de pocas plantas. La tendencia más generalizada es el empleo de hormigones sin finos, cuya ejecución es de gran sencillez, al manejar un solo tipo de árido y poder emplear encofrados de malla metálica, pero que necesitan un control exigente en la calidad, forma y limpieza de los áridos para evitar posibles accidentes por fallo resistente. Con estos hormigones sin finos, bien ejecutados, se obtienen resistencias suficientes, aislamiento excelente y economías notables.

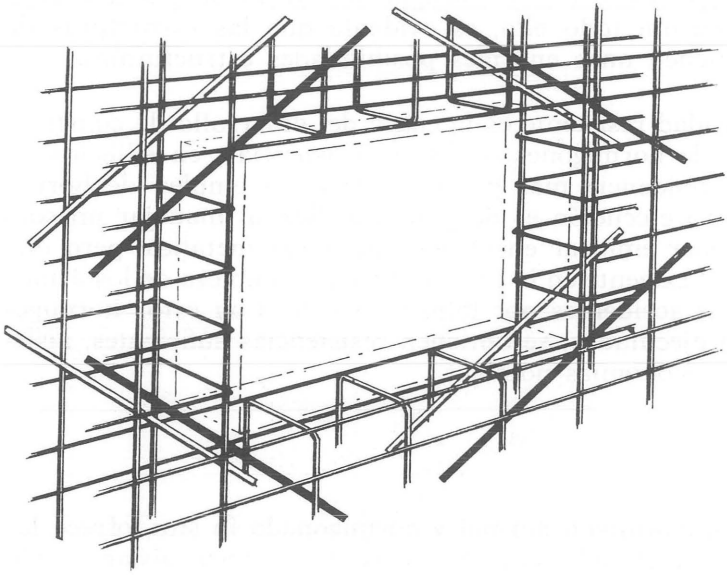
* * *

El muro macizo, de hormigón normal y hormigonado in situ, ofrece los inconvenientes de su elevado peso y malas condiciones aislantes. Su

armaduras de muros



muro ciego



refuerzos en huecos

Fig. 20.3. Detalle de armaduras de muros de hormigón armado.

con barras dobladas

con horquillas

con barras dobladas y horquillas

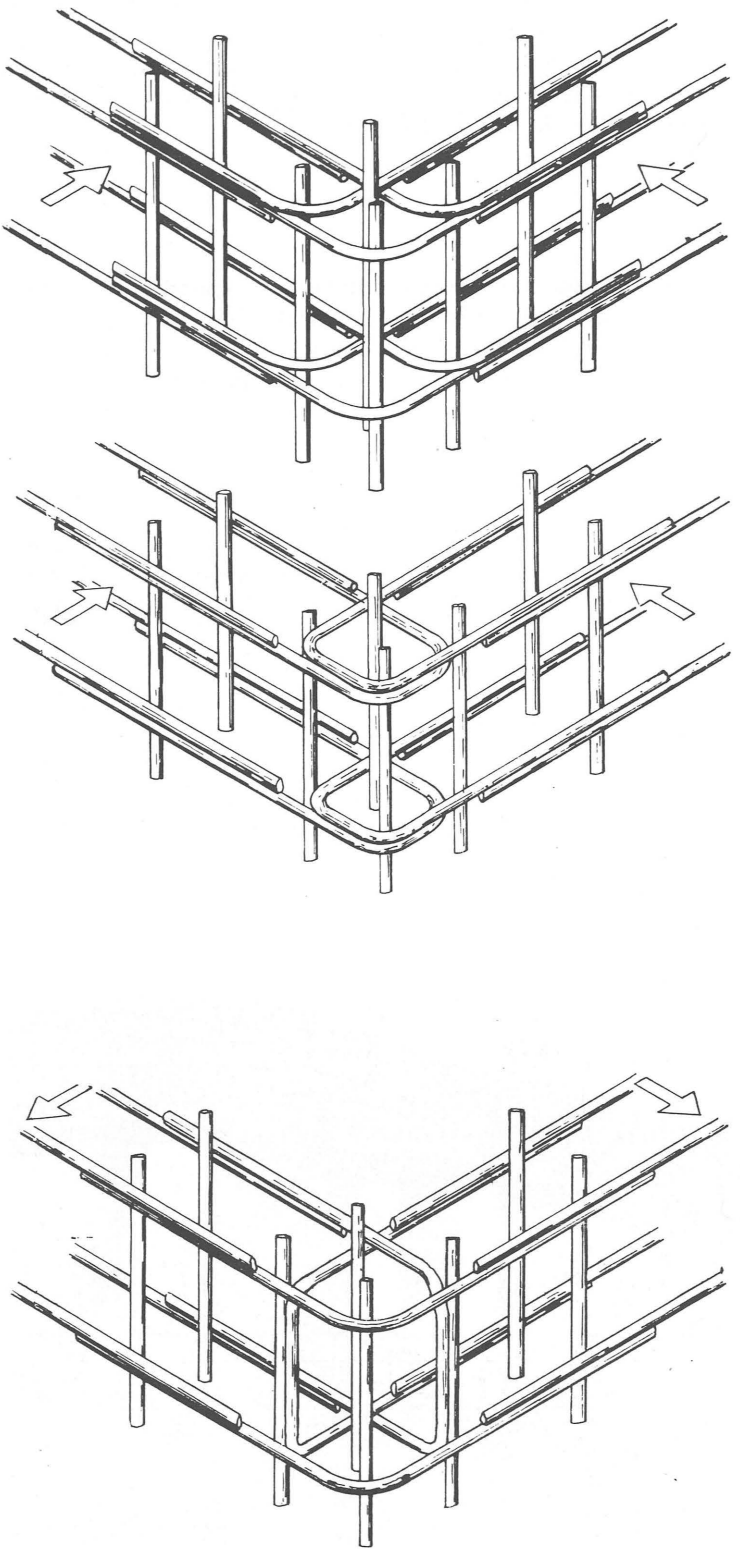


Fig. 20.4. Detalle de armaduras de esquina de muros de hormigón armado.

empleo se reduce a zonas muy localizadas como son los muros de sótano, cajas de escaleras y muros cortafuegos, empleándose generalmente el hormigón armado, ya que su existencia se aprovecha para constituir los puntos fijos del edificio, encargados de la absorción de las acciones horizontales de todo el conjunto.

* * *

Es de destacar que estos muros de hormigón armado precisan de armaduras cruzadas, dispuestas en ambas caras, y con cuantía total —suma de las armaduras longitudinales y verticales de ambas caras— no inferior al 3 % ó al 2,5 %, según que se trate de armaduras de acero

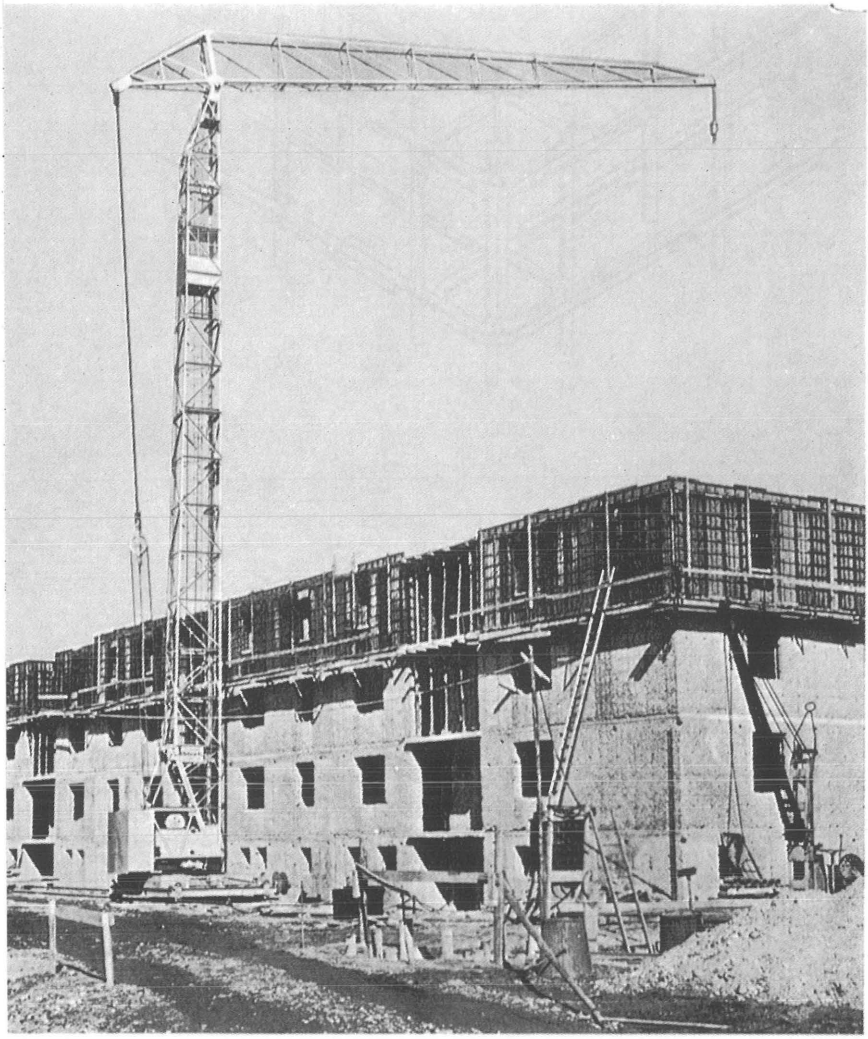


Fig. 20.5. Ejecución de muros de carga de hormigón sin finos.

normal o de alto límite elástico. La separación entre armaduras, tanto horizontales como verticales, no será superior a 30 cm. Con ello, además de la colaboración que prestan las armaduras en la absorción de esfuerzos, puede garantizarse la no fisuración del muro por efectos de la retracción o de los cambios higrotérmicos, siempre que su longitud no supere el valor límite en función de la climatología del lugar (de 30 a 50 m).

La organización constructiva de las armaduras son las que se reseñan en las figuras 20.3 y 20.4.

* * *

Pero los edificios con estructura de muros de carga de hormigón no adquieren un gran desarrollo hasta prácticamente hoy día, en que gracias a los métodos de prefabricación, se pueden emplear los muros de carga como solución perfecta desde el punto de vista resistente, constructivo y aislante. Porque el muro prefabricado:

1. Es capaz de soportar elevadas tensiones, pues su ejecución en taller puede ser perfectamente controlada.
2. Su peso puede ser suficientemente reducido, ya que se puede llegar a soluciones: macizas de reducido espesor; huecas; con cerámica ligera, o con hormigones ligeros.
3. El aislamiento deseado se consigue sin necesidad de incrementos de espesor, con la incorporación de capas diferenciadas fáciles de colocar al ejecutarse el muro sobre mesas y horizontalmente.
4. Su plazo de puesta en carga es fácil de reducir con procedimientos de curado.
5. Su puesta en obra es rápida y sencilla, gracias al desarrollo de la mecanización.
6. Los enlaces en obra son de gran efectividad y pueden realizarse con técnicas muy variadas.

* * *

Según la dirección de los muros con respecto al eje horizontal del edificio, se pueden clasificar los edificios de estructura mural en:

a) Sistema longitudinal.

b) Sistema transversal.

c) Sistema cruzado.

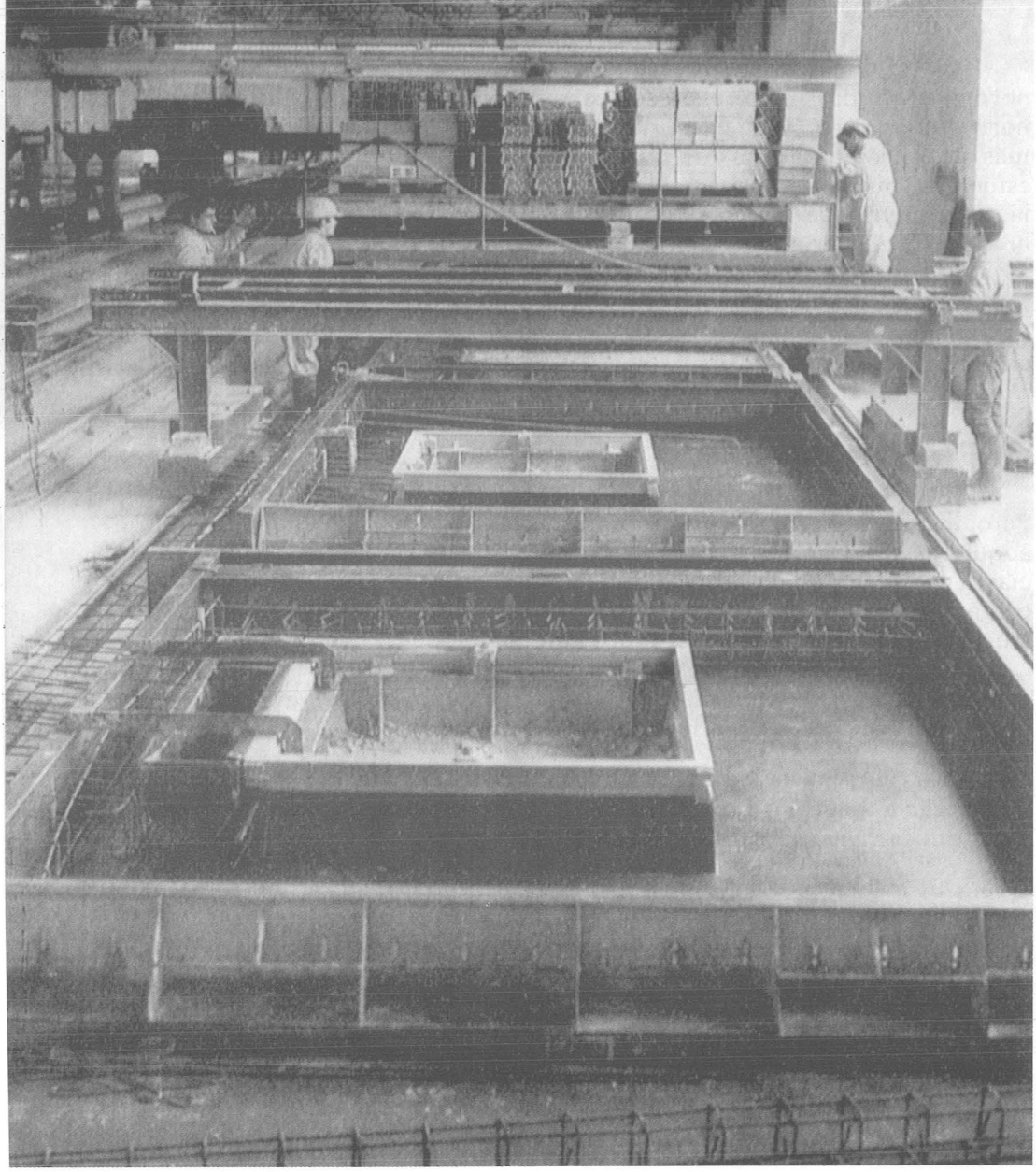


Fig. 20.6. Cadena de prefabricación de paneles.

a) *Sistema longitudinal*

Los muros portantes longitudinales presentan la característica de tener que reunir diversas funciones (aislantes, térmicas, acústicas, etc.), lo que, en general, se traduce, en especial para los muros de fachada, en limitaciones de las dimensiones de los vanos. Fue el primer sistema empleado en prefabricación.

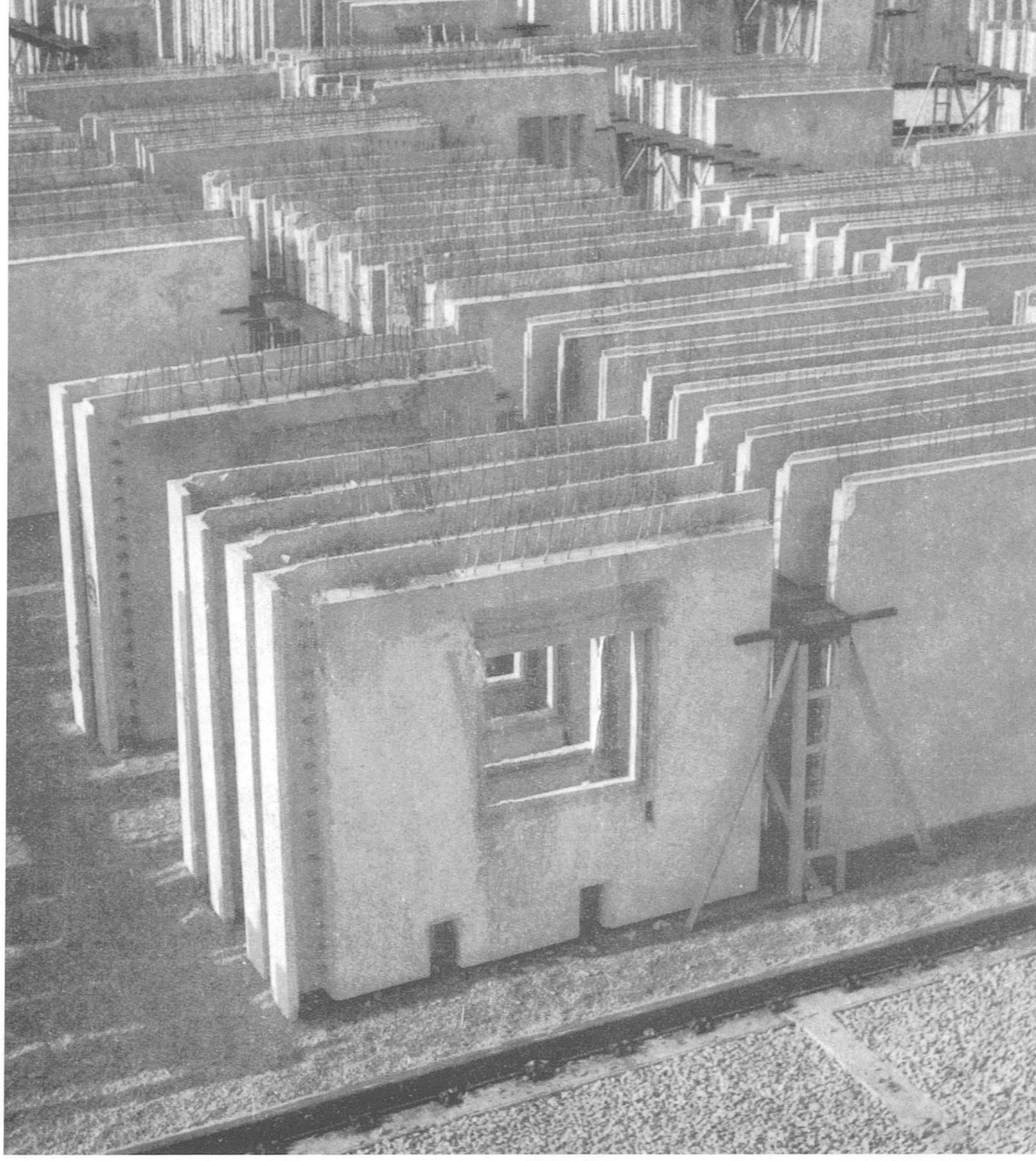
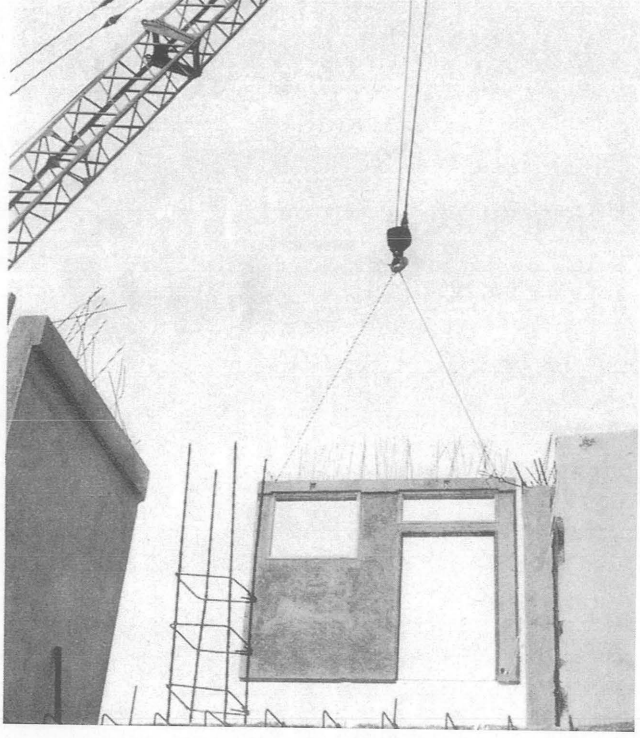


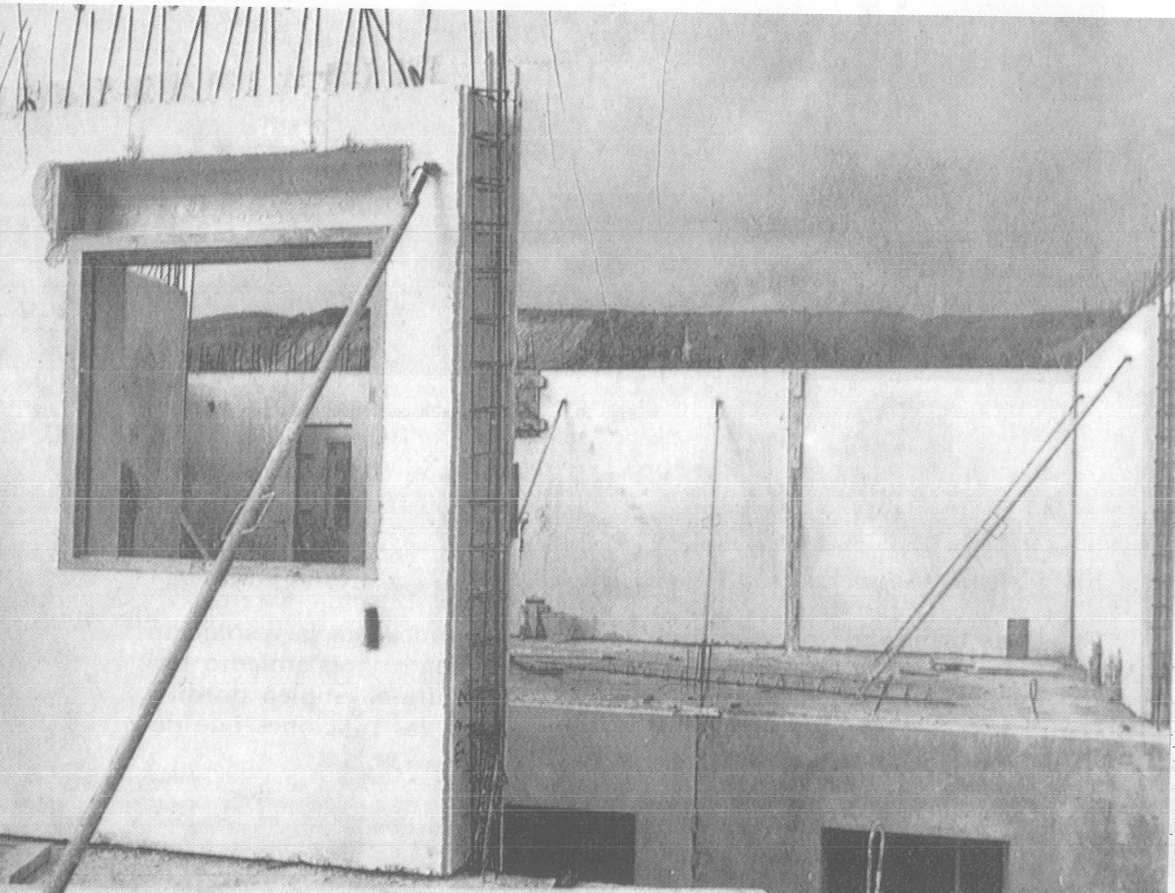
Fig. 20.7. Playa de almacenamiento de paneles-muro.

b) *Sistema transversal*

Es el que brinda mayores posibilidades arquitectónicas en la resolución de las fachadas, ya que su función como cerramiento y aislamiento térmico y acústico se halla bien definida. Ello permite el empleo de diferentes materiales, con características adecuadas a las funciones que deben cumplir.



Figs. 20.8 y 20.9. Montaje de paneles-muro y de las armaduras de juntas.



Edificio «Los Arenales»

F. Cassinello, arquitecto

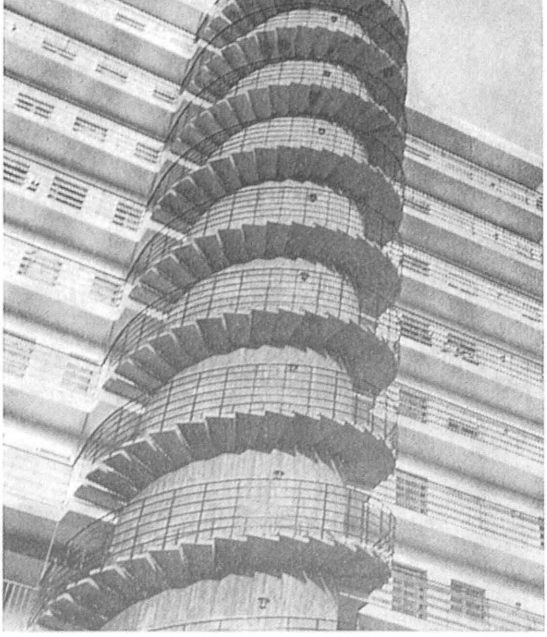


Fig. 21.3. Detalle de la escalera.

Fig. 21.4. Núcleo estabilizador de caja de ascensores y escalera exterior de peldaños volados.

2. Pórticos planos transversales

Es solución de gran actualidad, porque permite la diafanidad total de la fachada, que puede resolverse con gran libertad de distribución de huecos e incluso llegando a la solución de muro cortina. Permite la libertad de colocación de los pilares en su alineación transversal, siendo la solución más corriente la de pórtico simple simétrico, con voladizos.

Frente a esfuerzos transversales, la estructura es estable gracias a las rigideces de nudo e inercia de pilares, pudiendo aumentarse ambas hasta llegar a formar pantallas o muros de hormigón armado.

Frente a esfuerzos longitudinales es necesario disponer de puntos fijos, por su masa e indeformabilidad, a los que se transmiten los esfuerzos a través de los forjados que obligatoriamente han de estar empotrados en la estructura, y zunchados en sus bordes libres.

Los voladizos se organizan mediante ménsulas de los pórticos transversales, mientras que el forjado no sufre cambio alguno en su ordenación longitudinal.

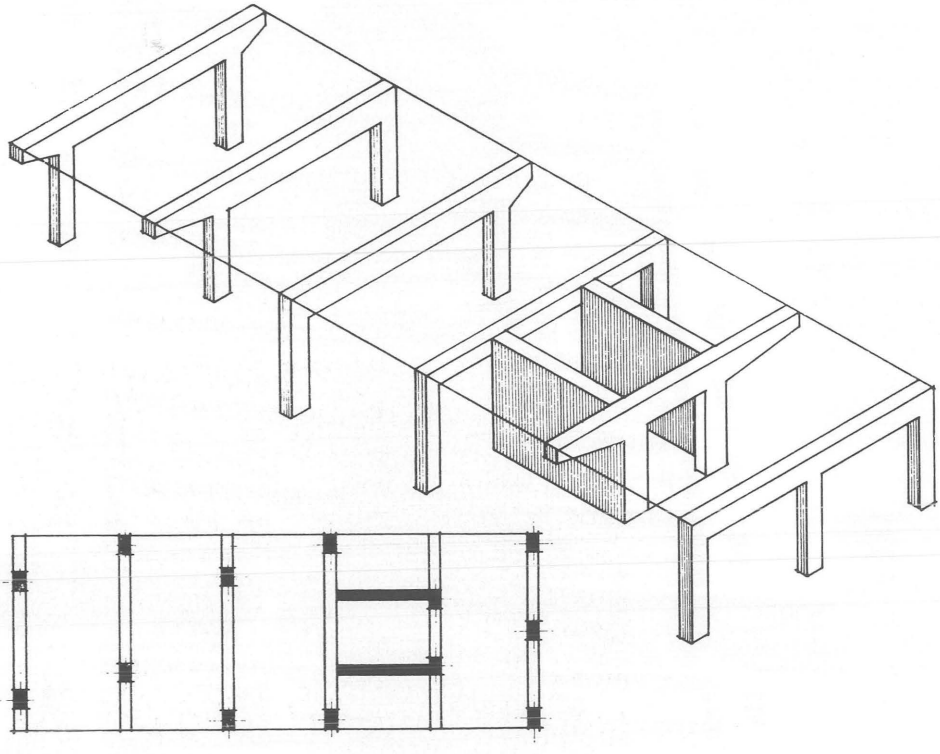


Fig. 21.5. Pórticos planos transversales

Gran Hotel Almería

F. Cassinello, arquitecto

Fig. 21.6. Vista lateral.

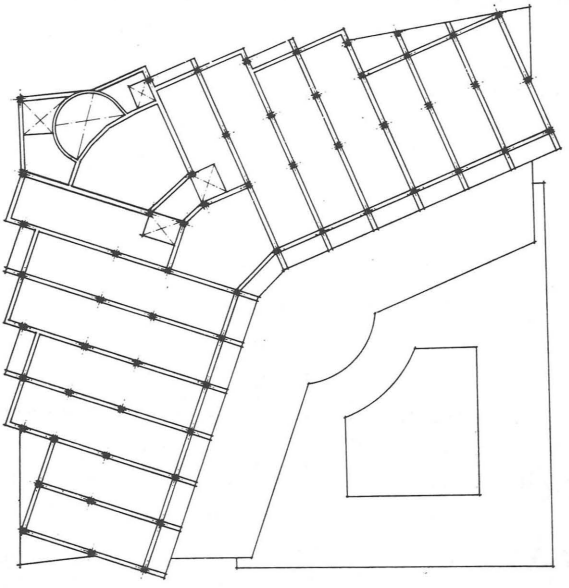


Fig. 21.7. Planta de estructura.

Fig. 21.8. Detalle de fachada principal.

3. Pórticos longitudinales y transversales

Los pilares y jácenas definen cuadrículas tanto en planta como en alzado, constituyendo un esqueleto estable sin necesidad de la colaboración de los forjados, que pueden ir simplemente apoyados sobre la estructura. Las rigideces de nudo o inercias de pilares absorben los esfuerzos longitudinales y transversales y sólo hay que evitar el posible giro de todo el conjunto en plantas totalmente diáfanas, triangulando o macizando con muro de relleno dos entrepaños ortogonales; en general este anclaje lo realiza la caja de escalera.

La rigidez que impone la distribución de pilares alineados en las dos direcciones, encuentra posibilidades de adaptación mediante el empleo de BROCHALES, que, pese a encarecer la estructura, permiten solucionar problemas funcionales con gran sencillez.

El encarecimiento que supone el pórtico en las dos direcciones, se compensa si el forjado es de tipo placa y se apoya en sus cuatro bordes.

La solución más corrientemente empleada consiste en hacer pórticos en una sola dirección; pero, con objeto de no exigir el empotramiento del

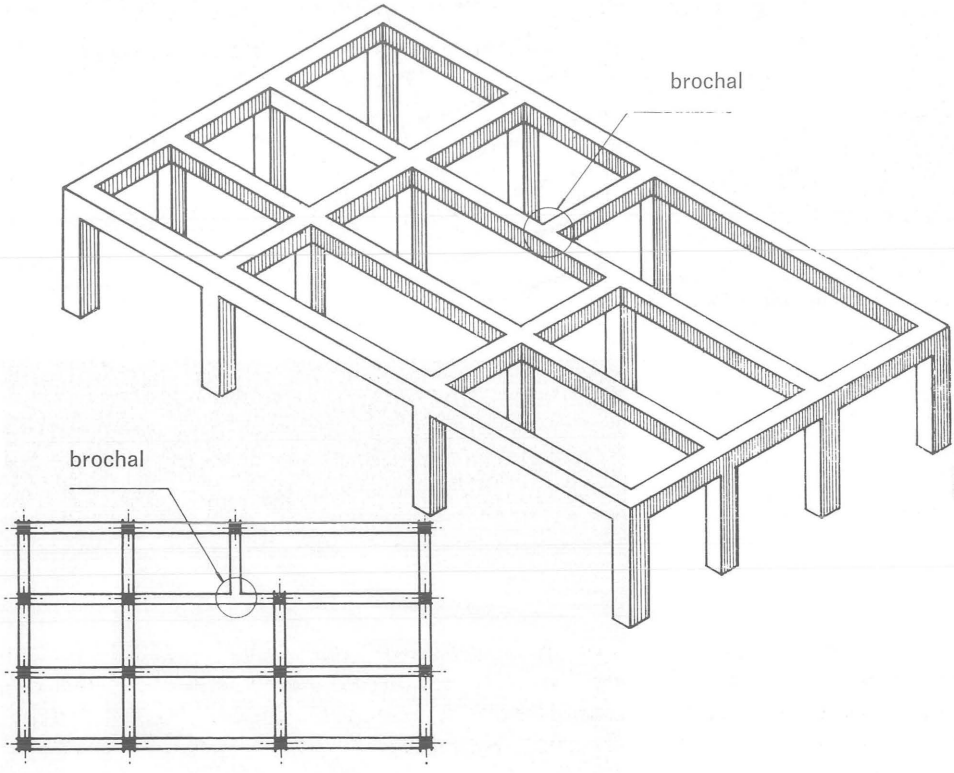


Fig. 21.9. Pórticos longitudinales y transversales.

Fig. 21.10. Estructura de pórticos longitudinales y transversales.

forjado, se colocan jácenas en la dirección ortogonal con la única misión de transmitir los esfuerzos horizontales a los puntos fijos. Solución más corriente es cambiar las direcciones del forjado, con lo que las jácenas de un mismo sentido unas veces son de atado y otras de apoyo de forjado.

Pero hoy día, gracias al desarrollo de los métodos de cálculo con ordenador, las estructuras resueltas con pórticos longitudinales y transversales pueden resolverse con gran exactitud —programa STRUDL del MIT— en beneficio de su economía. El planteamiento es el siguiente: una estructura espacial entramada está definida por una retícula tridimensional monolítica, en la que los pórticos de una y otra dirección están unidos entre sí a través de los soportes comunes, de forma que las flexiones de las vigas y pilares de cada pórtico dan lugar a torsiones en las vigas de los pórticos perpendiculares, y éstas a su vez dan flexiones en los pórticos paralelos, por cuyo mecanismo los pórticos menos cargados entran a colaborar con los más cargados, y contribuyen a aliviarlos, produciendo una distribución más uniforme de esfuerzos.

Mediante un proceso análogo, los soportes más cargados sufren mayores acortamientos elásticos que los menos cargados, lo que origina flexiones en las vigas de las dos direcciones y una consecuente redistribución de esfuerzos en los soportes, que alivia a los más cargados. Estos efectos no pueden tomarse en cuenta si se calcula cada pórtico plano como si estuviera separado de los que con él se cruzan o encuentran. Pero es que, además, esta forma de cálculo ofrece las siguientes ventajas frente a un cálculo ordinario de pórticos planos:

— Posibilidad de considerar la acción conjunta espacial de la estructura, y las interacciones torsoniales entre los distintos pórticos.

— Posibilidad de considerar el efecto del acortamiento elástico de los pilares, que no se tienen en cuenta en la mayoría de los programas de pórticos planos, y que producen una notable redistribución de esfuerzos entre los pilares, tendiendo a igualar sus tensiones de trabajo.

— Posibilidad de considerar el efecto de la deformación por cortante de las vigas.

— Garantía de mayor precisión de los resultados, por emplearse la doble iteración.

Todas estas razones justifican el auge de los pórticos tridimensionales o espaciales.

Estructuras trianguladas

La rigidez de los nudos en las estructuras de hormigón armado, las ventajas de su hiperestatismo y continuidad, y la fácil fisuración de piezas en tracción, hacen que las estructuras trianguladas de tipo cercha no constituyan, en general, soluciones idóneas para este material. Pese a

F. Cassinello, arquitecto

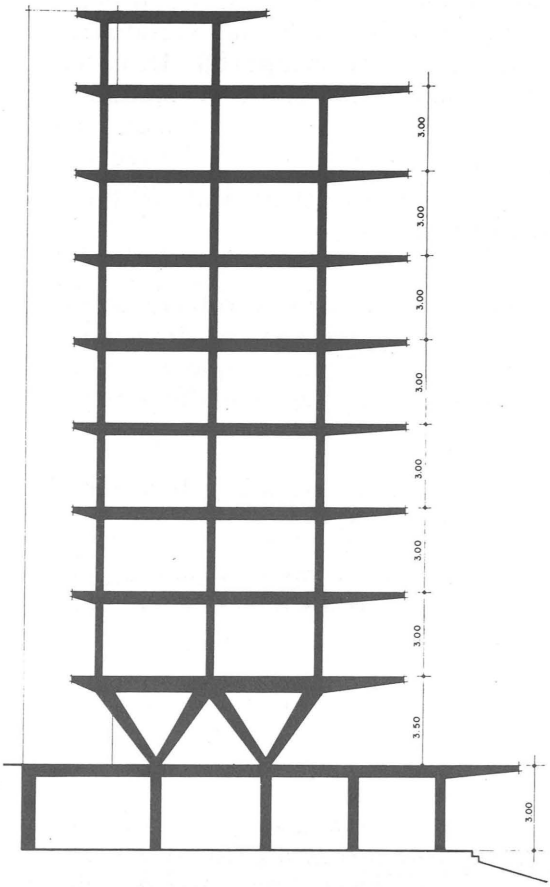
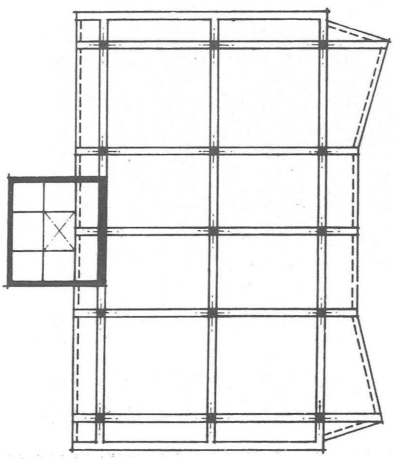
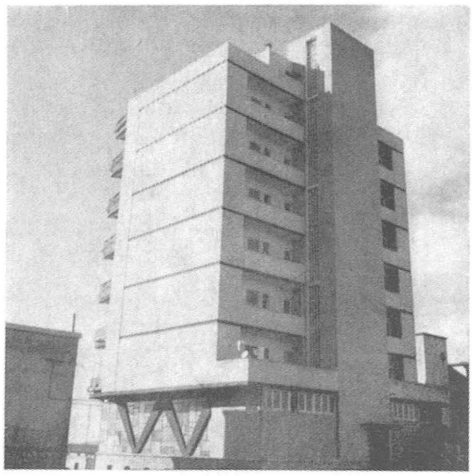


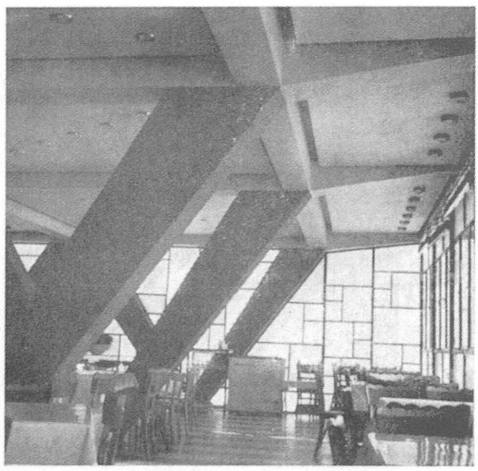
Fig. 21.11. Sección transversal.

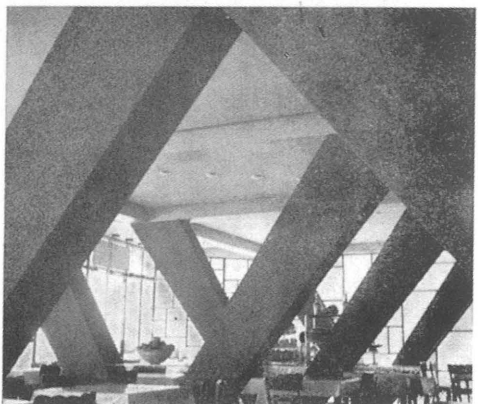
Fig. 21.12. Planta.



Figs. 21.13 a 21.16. Vistas del exterior e interior de la planta baja.







ello, en luces moderadas, y con dispositivos especiales de nudo, sus soluciones prefabricadas se atreven a competir con las cerchas metálicas. En edificación industrial, las soluciones trianguladas aportan la posibilidad de construir jácenas o cerchas capaces de absorber elevadas tensiones.

Pero en la edificación urbana, la triangulación en estructuras de hormigón armado se reduce a los siguientes temas:

a) En la obtención de plantas bajas diáfanas, por exhibicionismo estructuralista, y con objeto de darles rigidez en su dirección, creando los ya clásicos soportes en V y W, en los que hay que organizar y dimensionar debidamente las barras extendidas para evitar su fisuración.

b) En edificios de altura, para crear pantallas verticales trianguladas de absorción de esfuerzos horizontales.

c) En la rigidización total de las fachadas de un edificio, con objeto de apoyarlo en pocos y robustos puntos de apoyo, con gran diafanidad de la planta, y posibilidad de fuertes voladizos.

d) En la supresión de pilares en las plantas inferiores.

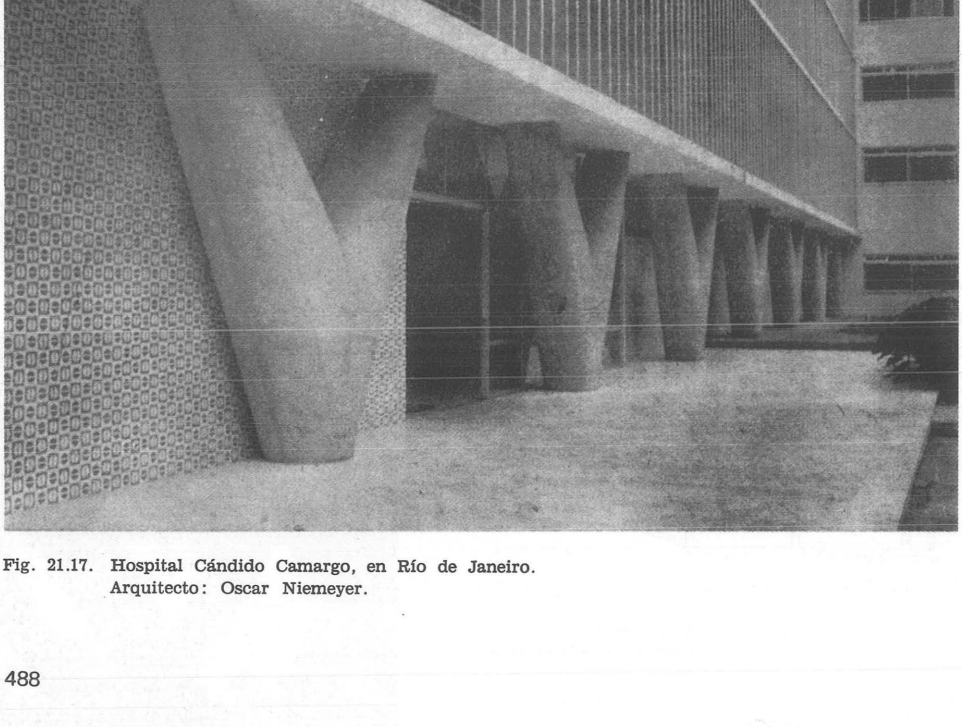


Fig. 21.17. Hospital Cándido Camargo, en Río de Janeiro. Arquitecto: Oscar Niemeyer.

Edificios de altura

Tanto en el campo de la Arquitectura como en el de la Ingeniería, la aparición de acciones horizontales en sus estructuras iba a la mano de las soluciones de gravedad. Pero, por un lado, las extrapolaciones de escala, y, por otro, el incremento de esbelteces y reducciones de peso, son tendencias que han hecho variar el planteamiento frente a los «empujes», originando un nuevo desarrollo tipológico de puentes, presas, edificios... Y así, del mismo modo que la presa de gravedad pasa sucesivamente por las soluciones de contrafuertes, en arco, en cúpula y en ménsula, la edificación evoluciona de las soluciones piramidales (de Keops a la Torre Eiffel), a las prismáticas (del Partenón a la O.N.U.), y a las orgánicas (de Chartres a Ronchamp).

Dentro de este colosal aperturismo que caracteriza al mundo constructivo actual, en el que no se desechan soluciones, sino que se amplían las posibilidades de elección el «edificio de altura» constituye uno de los temas que más ha sabido aprovecharse del continuo y progresivo avance técnico. Y a buen seguro que son muchos los edificios de hoy que superan la altura material alcanzada por la bíblica Torre de Babel, aunque siga en pie el reto de sus metas espirituales.

¿Qué es un edificio de altura desde el punto de vista estructural?... La característica fundamental que define el comportamiento estructural de un edificio de altura se la proporciona el hecho del predominio de las acciones horizontales sobre las verticales. Con ello, el edificio alto es más una ménsula empotrada en el terreno que una columna apoyada sobre él.

Con la arquitectura mural, pétrea y frangible, ante la imposibilidad de absorber solicitaciones de tracción, no había más remedio que recurrir a las soluciones de gravedad. Pero si la solución estructural se busca por el camino del pórtico, del entramado plano o espacial de pilares y vigas, es evidente que el problema, más que de áreas de sus secciones, radica en el de rigidez de las mismas y de los nudos.

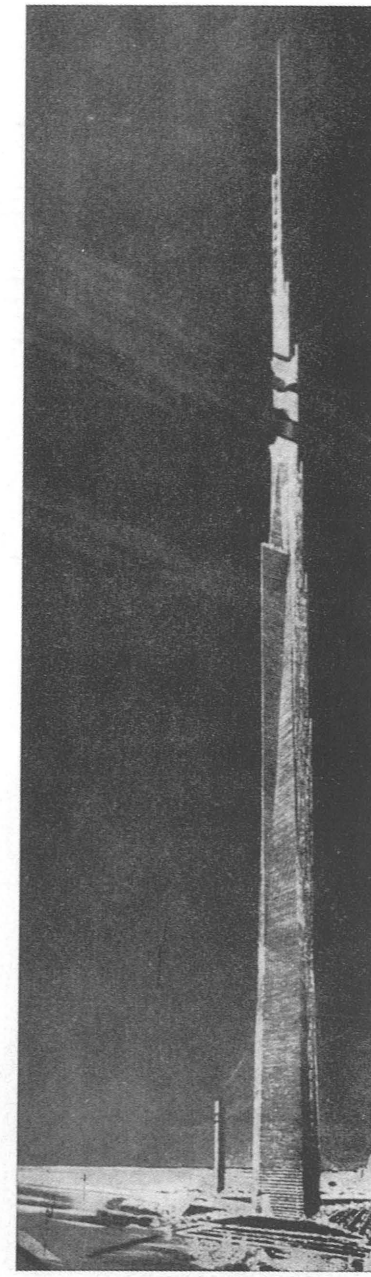
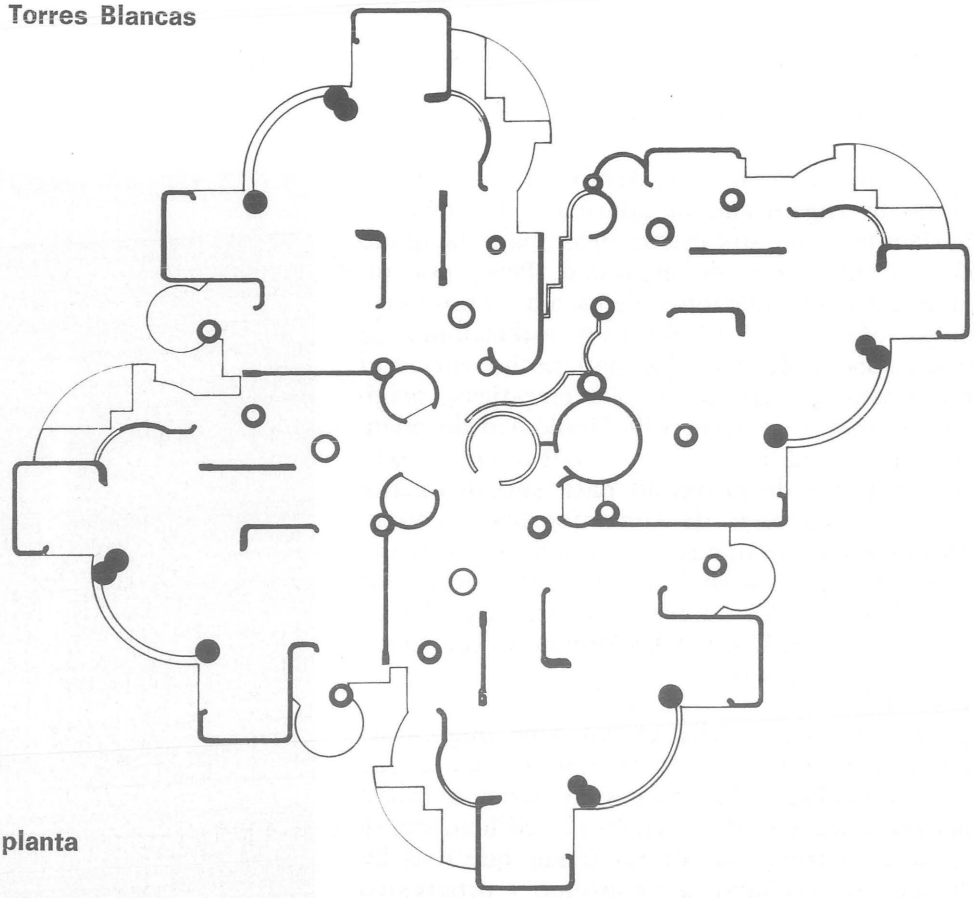


Fig. 21.18. «Edificio de la milla de altura». (Diseño de Frank Lloyd Wright.)

Torres Blancas



planta

construcción

Torres Blancas

F. Sainz de Oiza, arquitecto
C. Fernández Casado, ingeniero

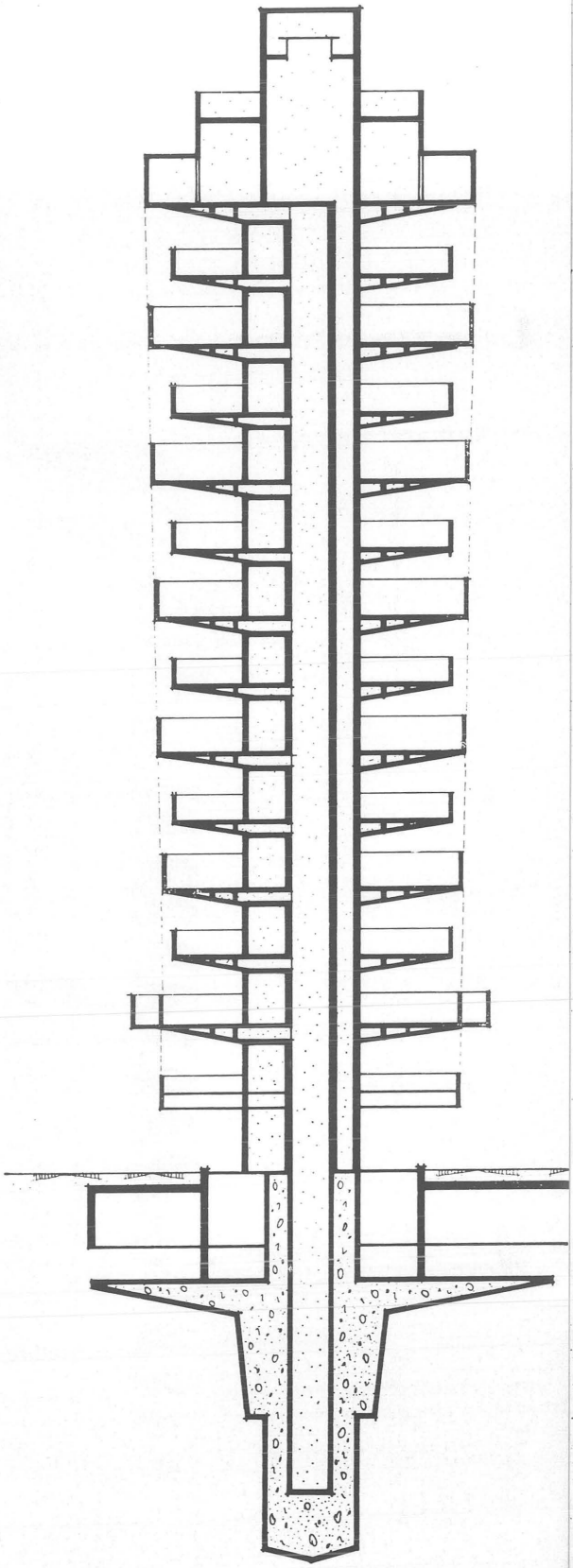
Figs. 21.19 a 21.21

aspecto general

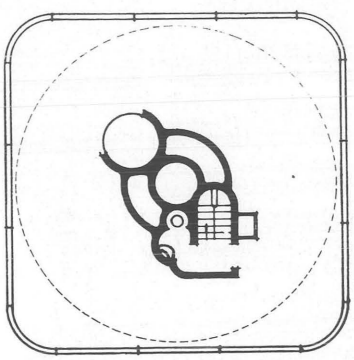
sección transversal

Claro que el conseguir que la deformabilidad frente a acciones horizontales sea tolerable, sólo a base de estas rigideces, conduce a soluciones demasiado robustas y rígidas, generalmente antieconómicas y antiestéticas.

Es por esta circunstancia por lo que los entramados tratan de limitarse a resistir las acciones verticales, mientras que buscan la alianza con otros elementos constructivos que sean capaces de absorber los empujes, de coartar la deformación del conjunto y de garantizar su estabilidad. En la construción moderna y metálica, los tirantes y tornapuntas de sus triangulaciones son ejemplos característicos de esta forma de proceder.



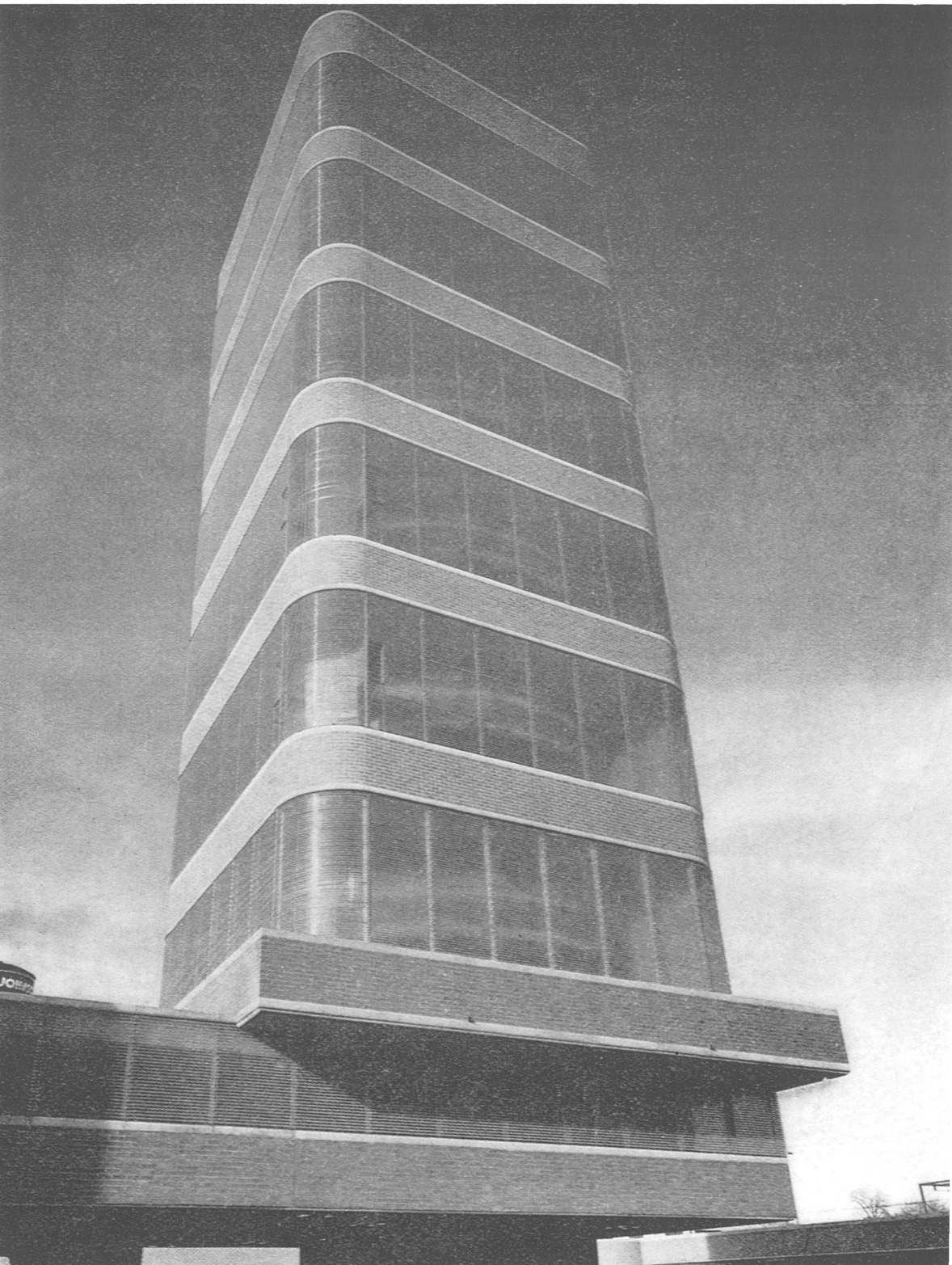
planta



Laboratory Tower
Rancine, Wisconsin
Frank Lloyd Wright, arquitecto

Figs. 21.22 a 21.24.

vista exterior



Pero en las estructuras de hormigón armado, la posibilidad de conseguir la continuidad estructural entre elmentos lineales, superficiales y espaciales permite llegar a soluciones que vienen a extrapolar los viejos modos de hacer de las antiguas construcciones en madera y piedra. Con ello se revaloriza el papel estructural de muros y forjados.

El muro aporta la solución de pantallas planas o de núcleos cerrados —cajas de ascensores, escaleras...— que por sus grandes rigideces permiten concentrar en ellos la absorción de las acciones horizontales. Pero para ello es preciso que todas las acciones horizontales que actúan sobre el edificio puedan ser conducidas, a través de los adecuados elementos estructurales, a estos puntos fijos, rígidos y estables.

Los forjados, actuando como pantallas horizontales a modo de viga de gran canto, son los elementos idóneos para hacer esta transmisión de acciones horizontales. Para ello es preciso que además de resistir las flexiones y esfuerzos cortantes que sobre ellos actúan, cumplan con las condiciones de «rigidez», «monolitismo» y «encadenado».

Y de este modo, muros y forjados, elementos necesarios en cualquier edificio, pueden pasar a tomar una parte activa en el diseño estructural de los edificios de altura. Pero con limitaciones, de índole técnica y económica, ya que el problema se agudiza al aumentar la altura, hasta el punto de hacer utópicas realizaciones, como el célebre «Edificio de la milla de altura», soñado, más que proyectado, por Frank Lloyd Wright. Pero por debajo de esas limitaciones, la técnica ha sabido resolver problemas singulares para poder llegar cada vez más alto. Sirvan de ejemplo las siguientes realizaciones:

1. Con estructuras murales de planta circular, a modo de un gigantesco haz de cañas rigidizadas por los forjados horizontales. Tal es la solución de Torres Blancas, de Madrid.

2. Con núcleo central, a modo de torre en la que se empotran los forjados, para volar hasta la línea de fachada. Es la solución de la Torre Laboratorio de Rancine.

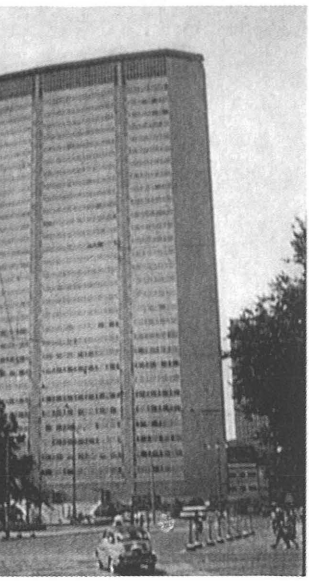
3. Concentrando todos los elementos de sustentación vertical en unos pocos pilares de gran sección. Los pilares van perdiendo sección con la altura, terminando en solución ramificada o arborescente. Los forjados se encarecen al tener que salvar grandes luces, pero permiten una gran diafanidad de planta. Su ejemplo más singular es el Edificio Pirelli, de Milán.

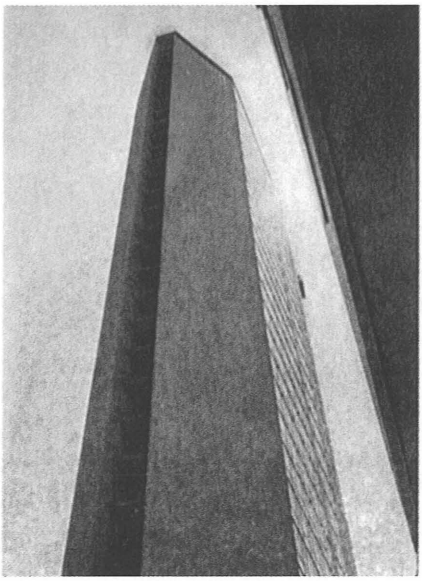
4. Con estructura de torre central y forjados colgados en su línea de fachada. Es solución que responde a la exigencia de la torre de circulaciones verticales, con escaleras y ascensores, y que en

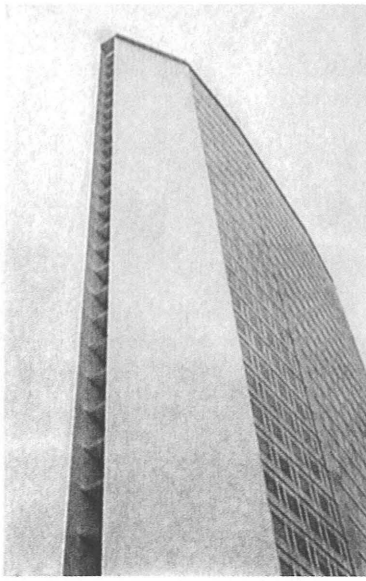
Edificio Pirelli

Gio Ponti y R. Rosselli, arquitectos
P. L. Nervi y A. Danusso, ingenieros

Figs. 21.25 a 21.28.



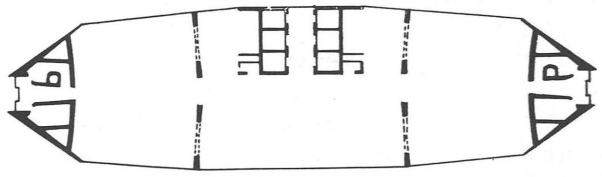


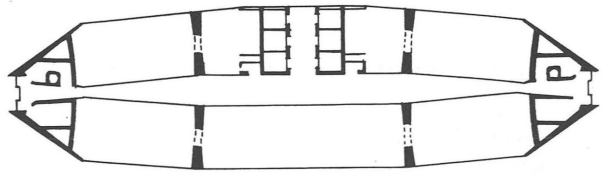


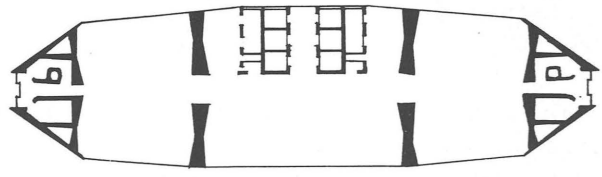
exteriores

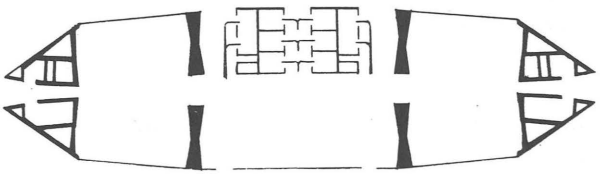
plantas

sección









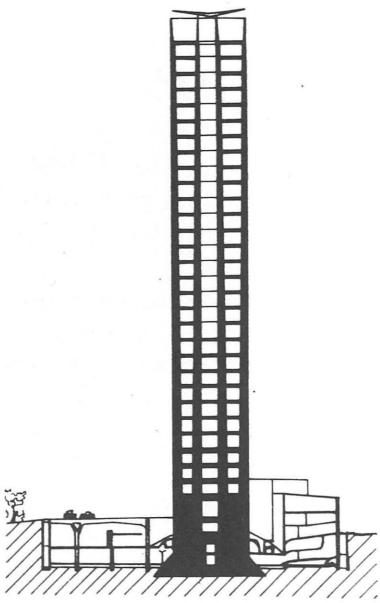


Fig. 21.29. Detalle de las ménsulas y plataformas de trabajo.

Fig. 21.30. Ejecución del núcleo con encofrado deslizante.

edificios de planta reducida basta para absorber todas las acciones, tanto verticales como horizontales. Los pilares de fachada se transforman en péndolas a tracción, y que en sus últimas soluciones adoptan su postensado. Las Torres Colón, de Madrid, y el Standard Bank Center, de Johannesburgo, constituyen dos ejemplares soluciones de esta forma de hacer.

Torres Colón

A. Lamela, arquitecto
C. Fernández Casado, ingeniero

Fig. 21.31. Iniciando la construcción de forjados.

Fig. 21.32. Interior del núcleo.

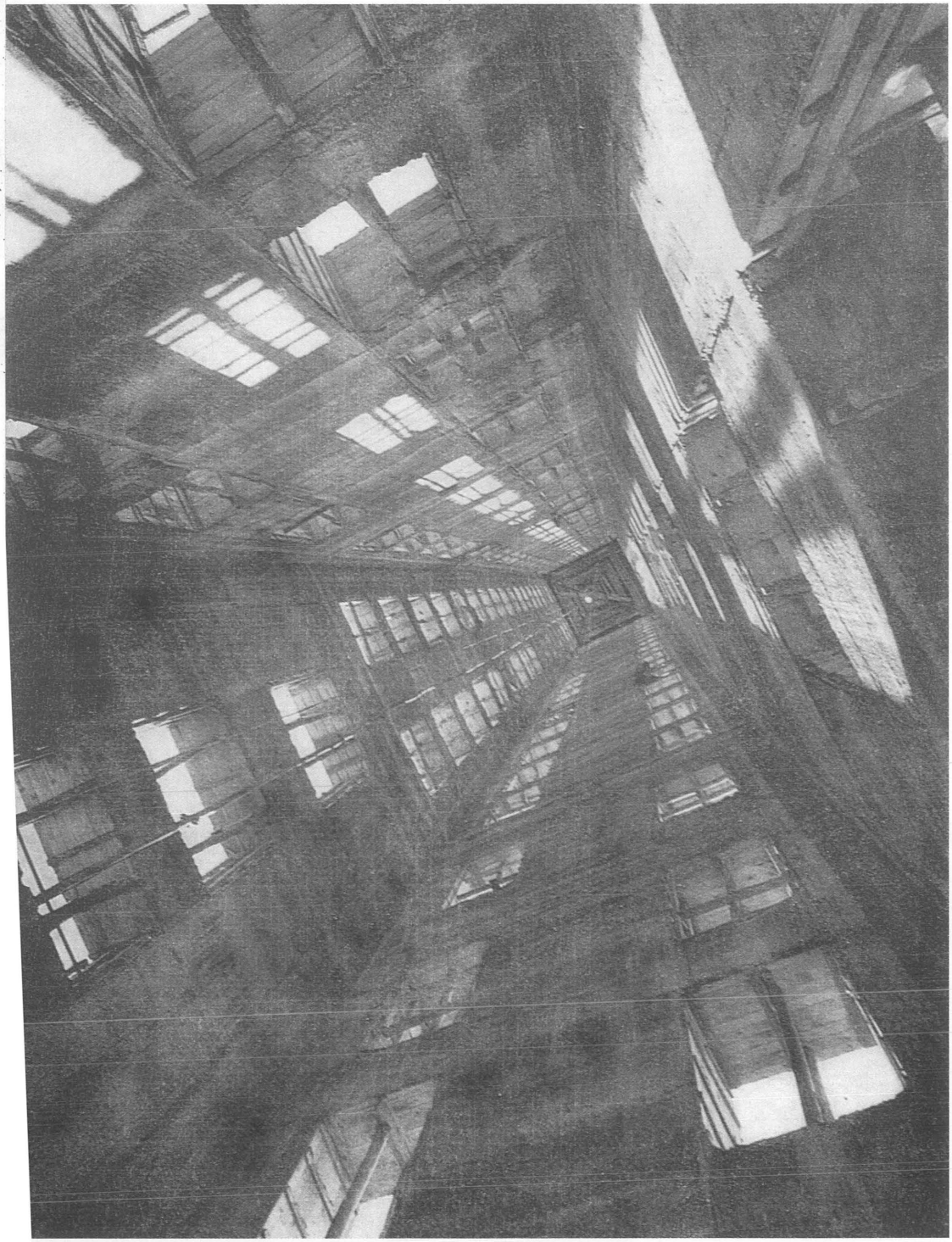
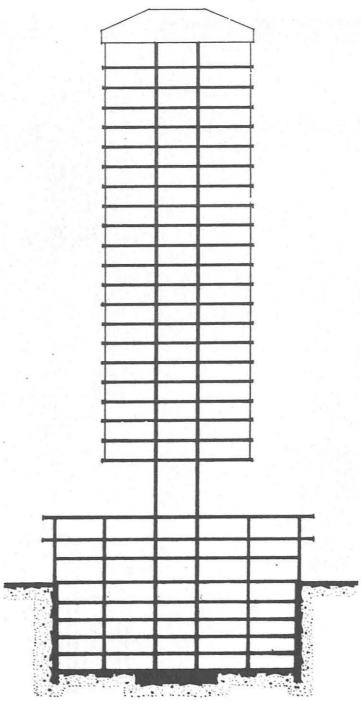
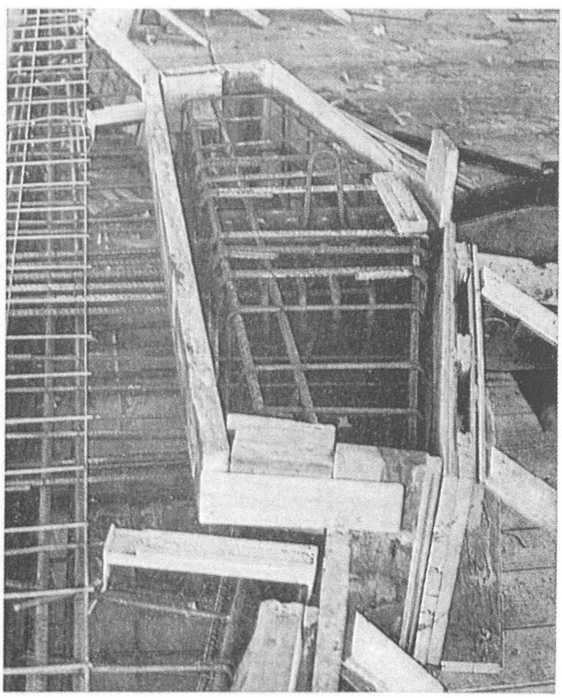


Fig. 21.33. El conjunto en fase de construcción de arriba abajo.

Fig. 21.34. Detalle de sustentación de forjados a las péndolas.

Fig. 21.35. Sección transversal.





Standard Bank Central Johannesburgo

E. W. N. Mallow, arquitecto
Ove Arup, ingenieros

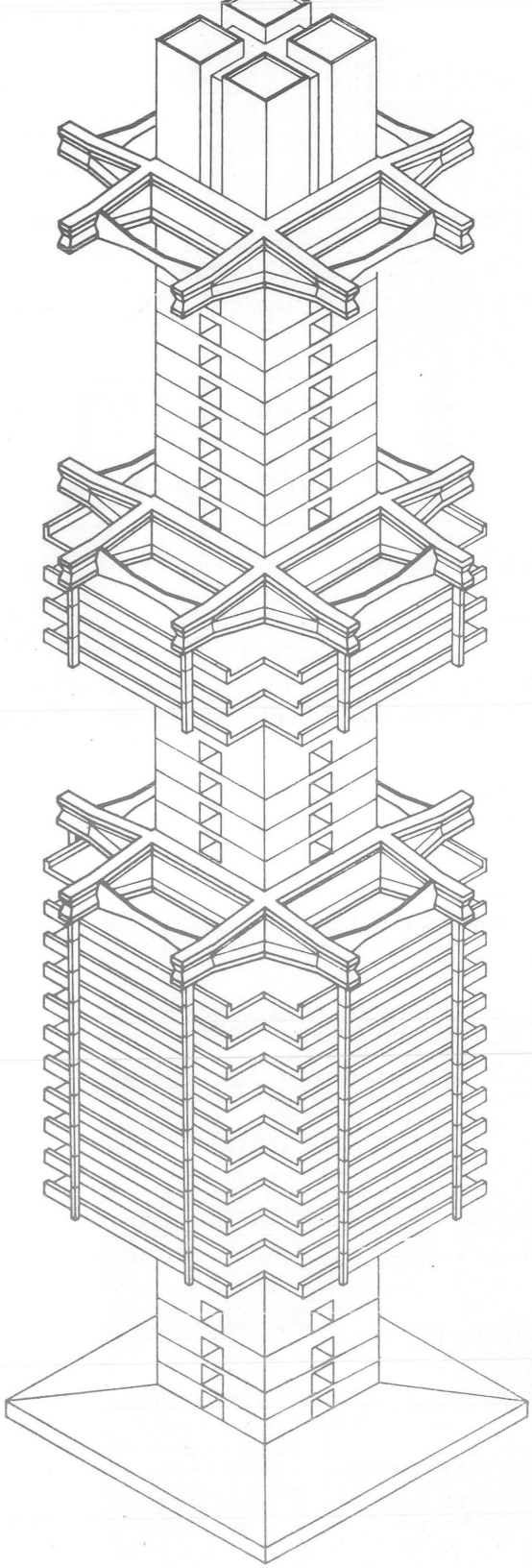


Fig. 21.36. Esquema estructural.

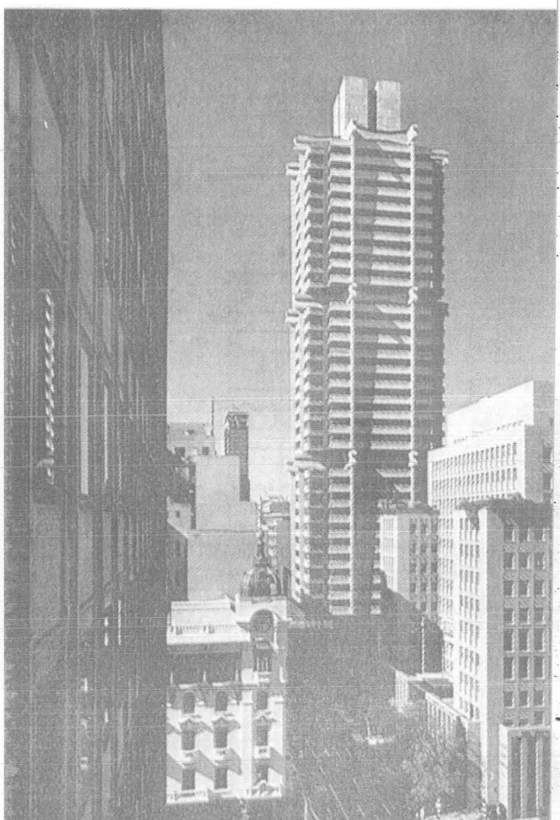


Fig. 21.37. Vista general.

22 estructuras laminares

Bóveda, lámina y membrana ☆ Formas laminares
Láminas cilíndricas ☆ Cúpulas
Láminas plegadas ☆ Láminas regladas ☆ Láminas libres

Bóveda, lámina y membrana

El carácter FORMACEO y ADECUORRESISTENTE del hormigón armado es innegable, por su facilidad en adaptarse a cualquier forma y resistir adecuadamente mediante la colocación de las armaduras en la cuantía y trayectoria necesaria. Pero en realidad, en las piezas lineales no puede aprovecharse al máximo esta doble propiedad, y es en las ESTRUCTURAS LAMINARES donde el hormigón va a lucirlas espectacularmente. Porque en ellas, el hormigón, convertido en estructura superficial espacial —tridimensional—, se va a poder adaptar a la forma más idónea para resistir las cargas con esfuerzos internos tan reducidos que podrán llegar a espesores mínimos. Y esta liberación de peso propio va a dar a la estructura una mayor libertad formal y una ampliación de sus campos de aplicación hasta límites insospechados.

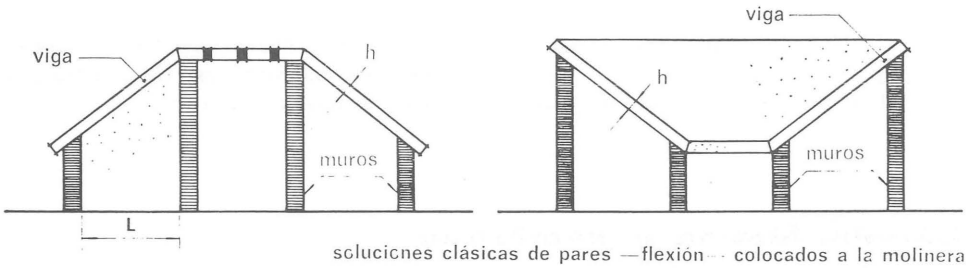
La bóveda clásica, esclava de su directriz y de su peso, necesita canto para absorber las flexiones o evitar que su antifunicular de cargas se salga del núcleo central de inercia de cada sección. Pero al reducir su espesor, la bóveda delgada deja paso a la LAMINA, en la que pueden despreciarse esos efectos de flexión, por su reducido valor, o a la MEMBRANA, CASCARON o lámina perfecta, en la que por su forma y condiciones de apoyo no se producen tales flexiones, estando todos los esfuerzos contenidos en el plano tangente en cada punto, y que por lo tanto aceptan una distribución de trabajo espacial, totalmente identificado con la propia forma de la lámina.

Si se considera un elemento superficial, podrá verse la diferencia de tensiones que se producen en un elemento de bóveda —flexión simple o compuesta—, en un elemento de lámina —tracciones o compresiones con muy poca excentricidad—, y en otro de membrana —sólo tracciones o compresiones—.

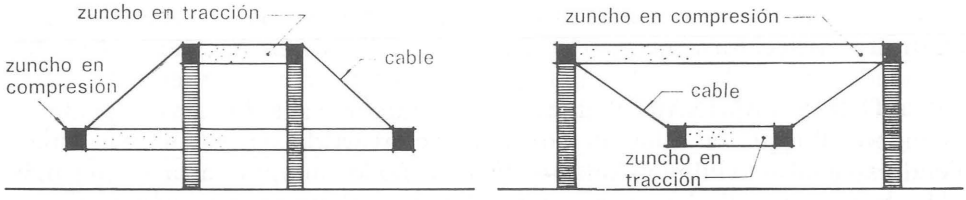
Para comprender el concepto es preciso aceptar la forma de trabajo espacial que se desarrolla en el interior de cualquier estructura laminar y en todas las direcciones de su superficie. El concepto es sencillo, como

puede apreciarse en un ejemplo bien simple: la cubierta de una planta anular, definida por una forma troncocónica. Al cambiar las condiciones de apoyo, las líneas radiales pasan de trabajar como vigas en flexión, a tirantes en tracción o tornapuntas en compresión, mientras que los

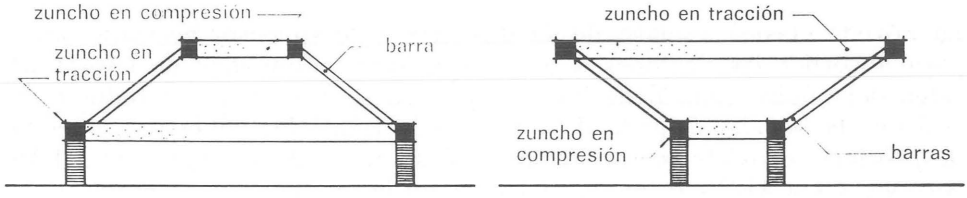
estructura y forma
cubierta de una planta anular



soluciones clásicas de pares —flexión— colocados a la molinera



soluciones de zunchos en tracción y **compresión** y cables en tracción



soluciones de zunchos en tracción y compresión y barras en **compresión**

soluciones de láminas

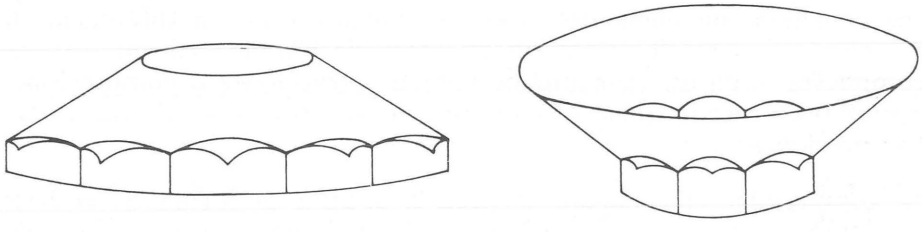


Fig. 22.1. Distintas soluciones de cubiertas de una planta anular.

zunchos exterior e interior cambian su solicitación de tracción a compresión y viceversa. Pero con los zunchos puede resolverse la cubierta con elementos radiales independientes, sin que exista una forma de trabajo espacial ni verdadero concepto laminar. Basta sustituir los zunchos por paralelos, y pasar de la red de elementos radiales y paralelos a la superficie continua para obtener una lámina, cuyo comportamiento estructural es bien distinto según sus condiciones de apoyo, pese a estar siempre definidas por la misma forma. ¿Qué solución es la mejor?... El material, las dimensiones, el programa, la economía... harán que cada vez la solución idónea sea distinta.

Formas laminares

Una estructura laminar se puede, pues, definir como ELEMENTO SUPERFICIAL DE SIMPLE O DOBLE CURVATURA AUTORRESISTENTE POR SU FORMA Y CONDICIONES DE APOYO, REALIZADO CON UN MATERIAL FRANGIBLE Y TENAZ Y CAPAZ DE SOPORTAR COMODAMENTE UNA DETERMINADA LEY DE CARGAS. En el reducido espesor de la lámina se funden función resistente y de cerramiento, función de uso y de permanencia, estructura y forma.

Pero esta fusión no es nueva: ESTRUCTURA Y FORMA dieron conjuntamente sus primeros pasos hace ya muchos años. Dos obras micénicas, la PUERTA DE LOS LEONES, como precursora del arco, y la TUMBA DE AGAMENON, como precursora de la cúpula, simbolizan cómo la forma es capaz de modificar el comportamiento del conjunto en beneficio de un mejor aprovechamiento de las propiedades resistentes de cada material.

Arcos, bóvedas y cúpulas surgirán después, aprovechando esta decisiva influencia de la forma en las condiciones de trabajo de un material. La CUPULA DE SAN PEDRO, por su contenido ideológico, formal, técnico y plástico, puede servir de ejemplo característico de la definición de una forma a partir de un planteamiento técnico. Y éste es el factor más importante a destacar: la TECNICA, en su búsqueda de formas estructurales más económicas, más ligeras y más resistentes, ha puesto en manos del arquitecto un arma poderosa con la que poder desarrollar su fantasía formal al servicio de su obra creadora.

Porque la FORMA no es un concepto despreciable. Todas las obras se traducen en forma, y la misión principal del arquitecto es el concretar en formas un programa, una necesidad funcional o una idea. Mas no por ello el arquitecto es formalista, sino todo lo contrario, CREADOR DE FORMAS. Quitar al arquitecto su fantasía formal es quitar a la Arquitectura, madre de las Bellas Artes, su carácter de Arte.

Pero en este caminar de la mano la FORMA y la TECNICA, no se llegó muy lejos. El arco, la bóveda y la cúpula nacieron con demasiadas imposiciones técnicas, esclavos de su directriz y de su peso, a quien única-

mente confían su estabilidad y permanencia. Treinta y dos mil toneladas de ladrillo y piedra componen la cúpula de San Pedro, de sólo 42 m de diámetro. Faltaba el material que liberase a estos elementos estructurales formales de estas esclavitudes, permitiendo una mayor libertad de directriz y ligereza, hasta llegar a soluciones laminares capaces de garantizar plenamente su indeformabilidad y permanencia. Madera, cerámica, hormigón armado y pretensado, metal, plásticos... permiten esta liberación de peso y directriz, y con ellos han surgido las LAMINAS, capaces de adaptarse aparentemente a las más caprichosas formas nacidas en la mente de un arquitecto, pese a la indudable razón técnica de cada una de ellas. Libres de directriz y de peso, ¿qué más se podía pedir?... Sólo que también se liberasen de las complejidades del cálculo, y ¡hasta eso han conseguido las láminas!... Tras años de integrales, ecuaciones diferenciales, cibernética y cerebros electrónicos, se ha vuelto al origen, y la estática gráfica, por un lado, y el ensayo sobre modelo reducido, por otro, permiten dar los datos necesarios a corto plazo, y con aproximación más que suficiente.

La estática gráfica, o el simple cálculo isostático, resuelve el problema de cálculo de una MEMBRANA. Para comprenderlo, nada mejor que leer los razonamientos de FELIX CANDELA:

«La condición necesaria, aunque no siempre suficiente, para que no existan flexiones es que la superficie que constituye la MEMBRANA sea de doble curvatura; es decir, que tenga una forma geométricamente inmutable mientras no se produzcan alargamientos o acortamientos considerables. Con los materiales relativamente inextensibles que se emplean en construcción, con el hormigón armado especialmente, tales variaciones longitudinales sólo son posibles cuando los esfuerzos de membrana —de compresión o de tracción— alcanzan valores muy grandes que sobrepasan el límite elástico del material. Quiere esto decir que, si es posible analizar los esfuerzos de membrana que se producen en una estructura laminar y si los esfuerzos resultantes no sobrepasan valores admisibles, no pueden aparecer flexiones que tendrían que venir acompañadas de cambio de forma o de curvatura de la lámina, y no es necesario, por tanto, recurrir a la teoría general de flexión para el estudio de la estructura.»

«Es curioso constatar el hecho de que la mayoría de los estudios teóricos no parecen tener en cuenta las propiedades o características de la forma geométrica, ni la imposibilidad práctica de que puedan coexistir, en régimen elástico, esfuerzos de flexión y de membrana. Para que puedan aparecer los primeros y actuar en régimen elástico, es preciso que los segundos hayan pasado el régimen plástico, y por tanto, todo el preciosista artificio matemático de la teoría general de flexión cae por su base.»

Claro que esto es verdad, siempre que exista la doble curvatura y las tensiones sean moderadas, lo cual exige que tanto las luces a salvar como las cargas a soportar sean también moderadas. Si no se dan todas estas

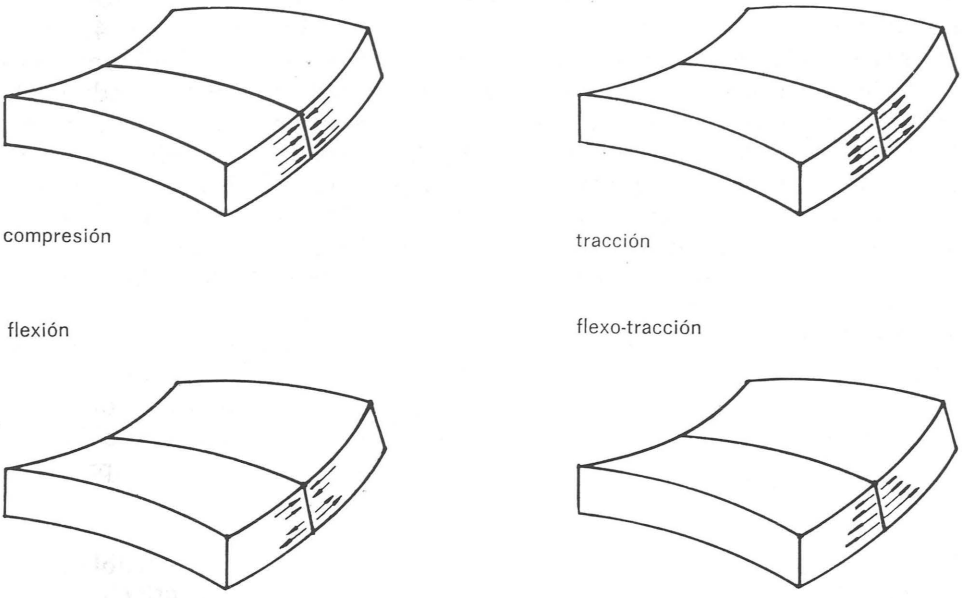


Fig. 22.2. Esfuerzos de membrana y de flexión.

circunstancias, la flexión aparece y la única manera de eludir la complejidad de cálculo es el recurrir al ensayo sobre el modelo reducido.

Pero la Arquitectura ha tardado mucho en captar esta realidad. La construcción arquitectónica nació bajo el dominio de masa y volumen y le era extraño este nuevo vocabulario de superficie y espacio, pese a que a su alrededor ve continuamente desarrollado el más puro concepto laminar en vasijas de barro o cristal, cestos de caña o esparto, barcos de madera... Pero pese a esta evidencia, la realidad es que la Arquitectura sigue aún con sus ojos cerrados, ya que aún, pese a estar aceptada la lámina como elemento arquitectónico, el predominio laminar sigue ajeno a la Arquitectura, como lo demuestran coches, aviones, barcos..., cuyas formas adoptan superficies de doble curvatura, adecuadas a su función, con las que consiguen dar rigidez formal a un elemento de tan reducido espesor como es la chapa metálica.

¿Qué ha hecho la Arquitectura mientras tanto?... Poco, pero no tan poco, como puede verse a continuación.

Láminas cilíndricas

La bóveda cilíndrica o de cañón estaba concebida como una sucesión de arcos apoyados en sus arranques, y que al estar construida con materiales frangibles, precisaban de gran espesor y directriz próxima al antifunicular de las cargas, o, lo que es lo mismo, con forma de antivelaria.

Si con las mismas condiciones de apoyo se cambia el material frangible por el hormigón armado, la posibilidad de absorción de flexiones permitirá reducir el espesor y mayor libertad de forma. Con el simple cambio de material se amplían los campos de aplicación del tipo estructural, pasando de los 20 a los 200 m, aunque en soluciones poco económicas. Pero el cambio más radical se produce no sólo con el cambio de material, sino con el simultáneo cambio de condiciones de apoyo, pasando de la sustentación a lo largo de las generatrices rectas de arranque al apoyo en los arcos de cabeza.

láminas cilíndricas

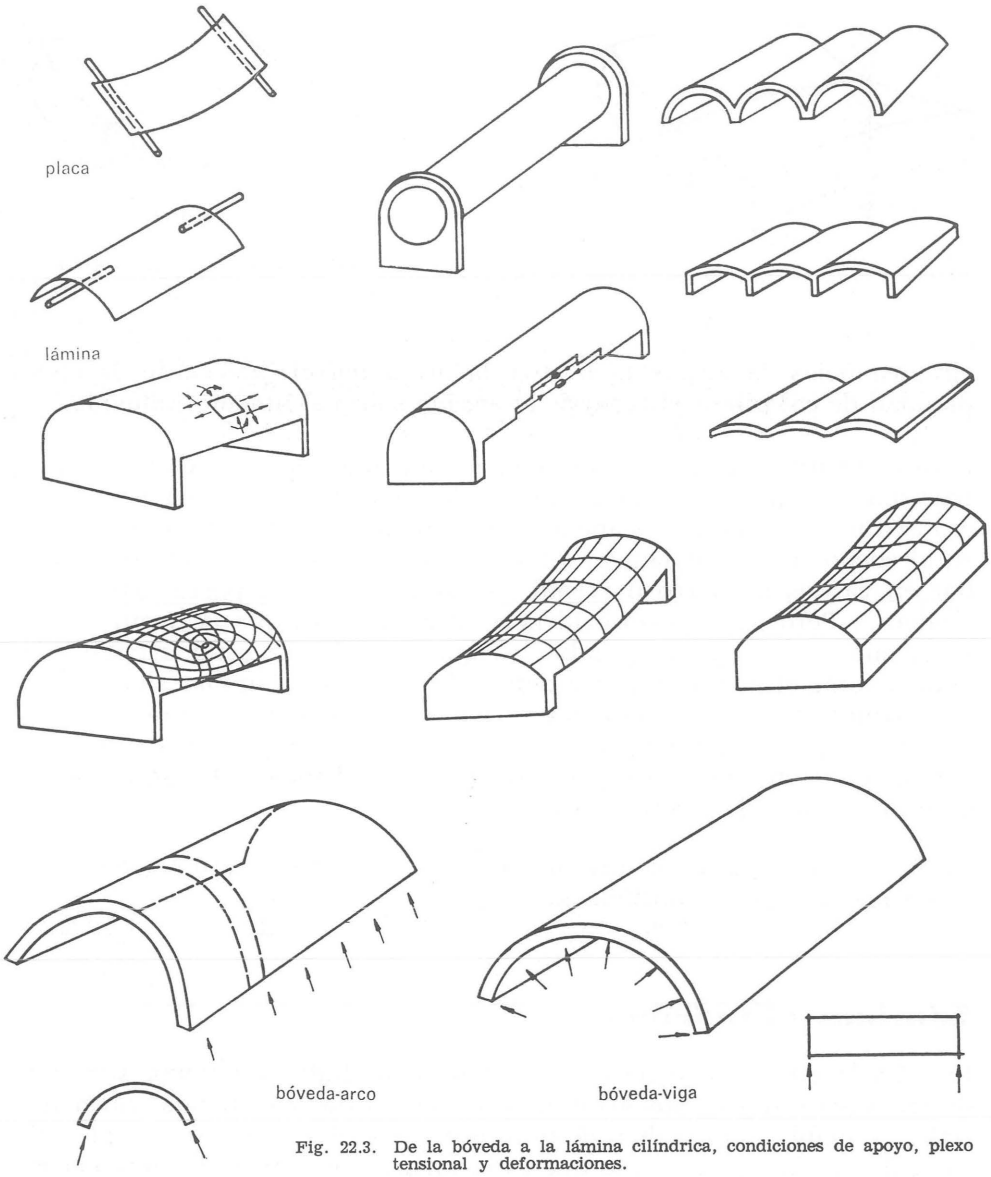


Fig. 22.3. De la bóveda a la lámina cilíndrica, condiciones de apoyo, plexo tensional y deformaciones.

Fig. 22.4. Nave industrial. F. Cassinello, arquitecto.

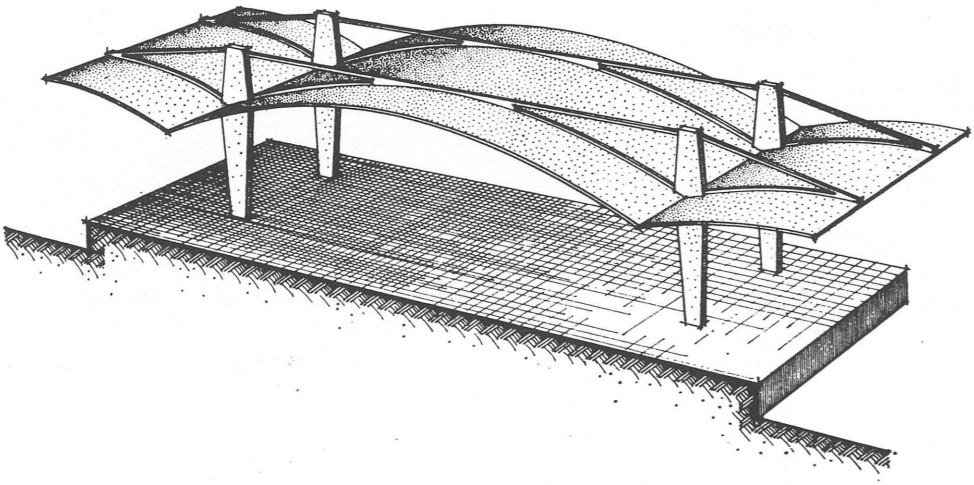
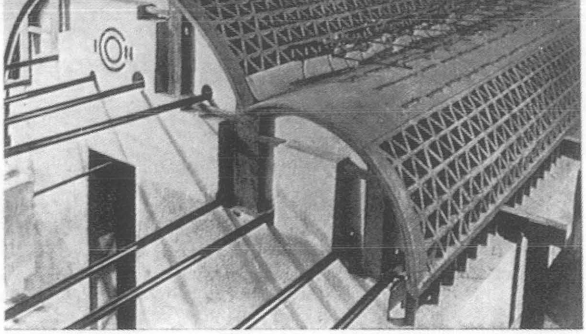


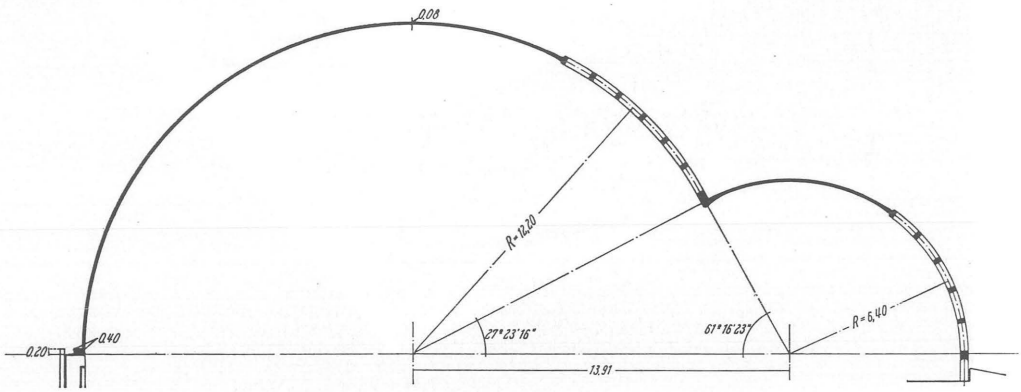
Fig. 22.5. Nave industrial. F. Candela, arquitecto.



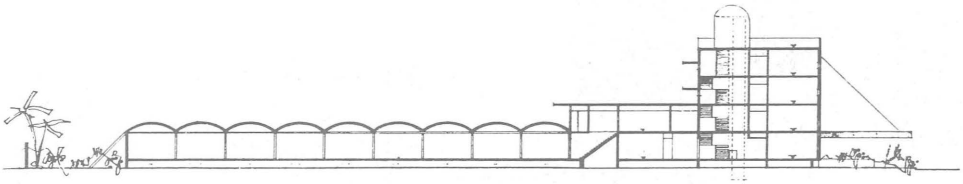
Frontón Recoletos

S. Zuazo, arquitecto
E. Torroja, ingeniero

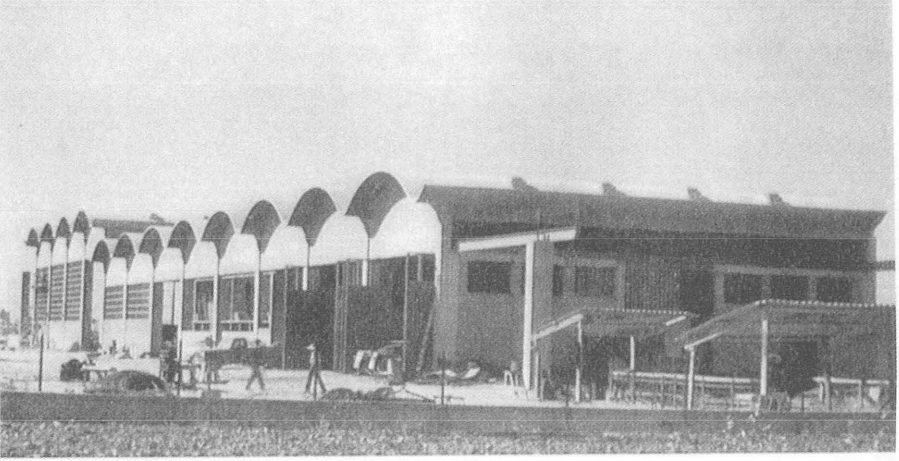
Fig. 22.6. Ensayo en modelo.
Fig. 22.7. Sección transversal.
Fig. 22.8. Durante las obras.



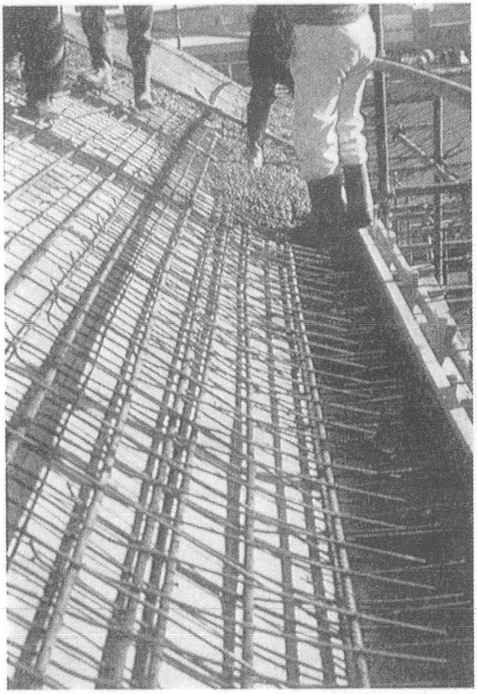
Figs. 22.9 a 22.11. Embajada U.S.A. en Karachi. R. J. Neutra, arquitecto.



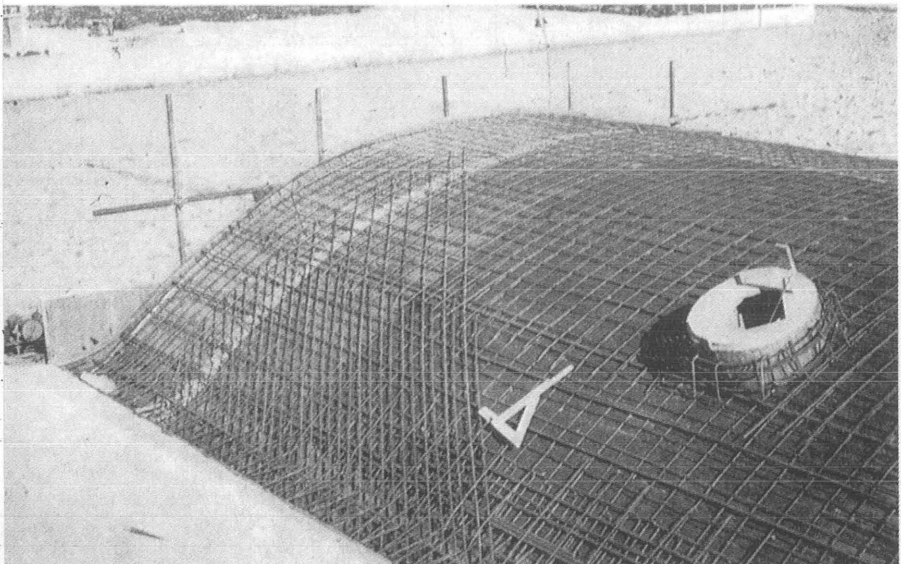
exterior



láminas cilíndricas

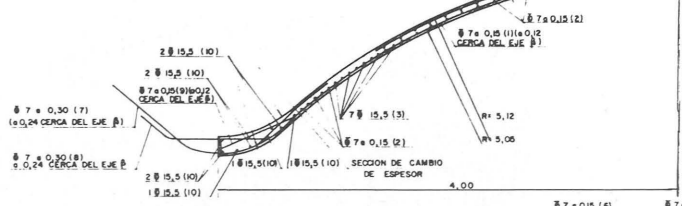


Figs. 22.12 a 22.15. Almacenes de Fernández Constructor. Madrid. Ingeniero: J. A. Torroja.

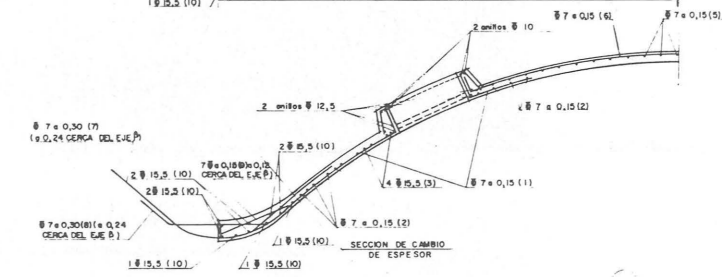


armaduras

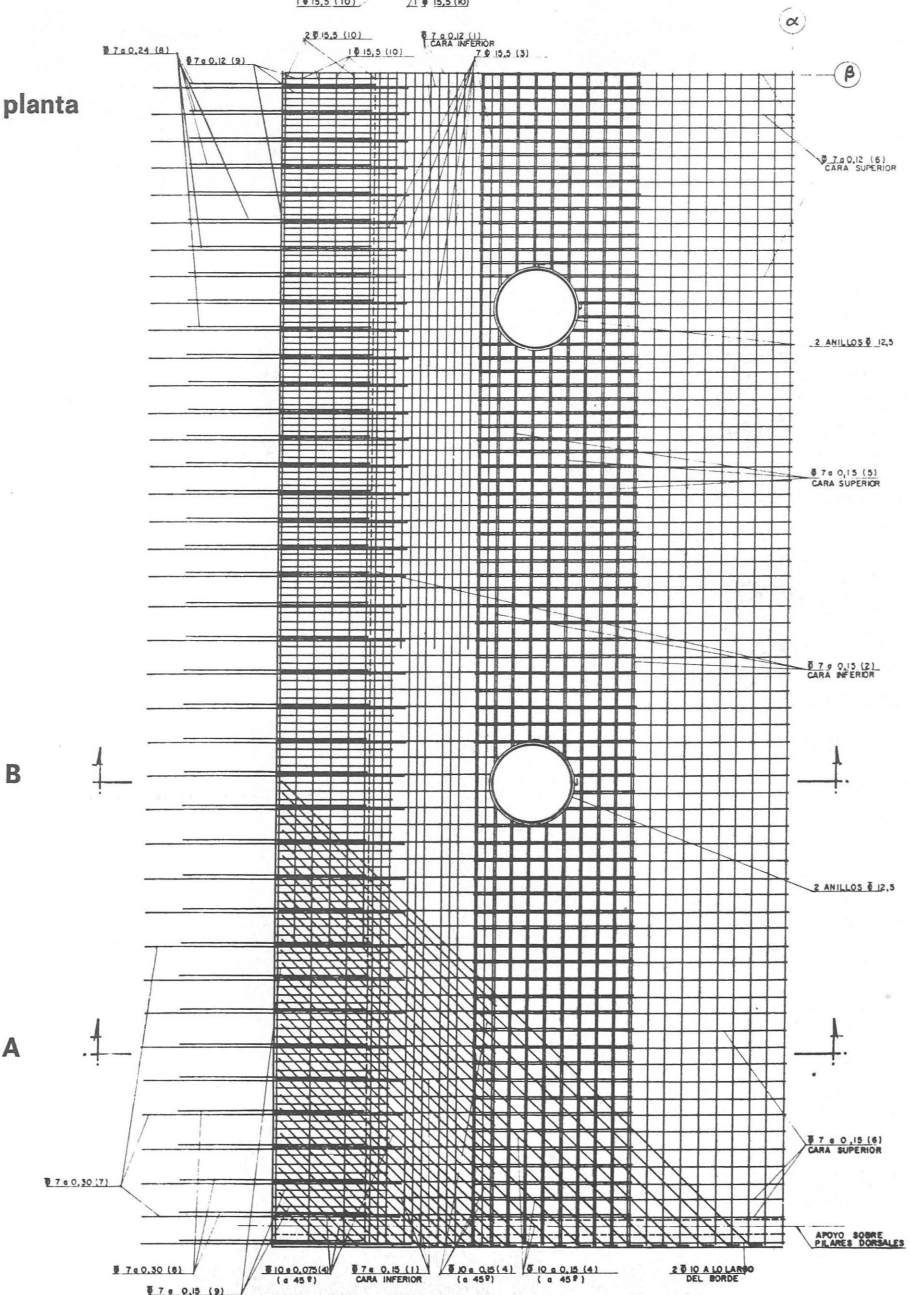
sección A-A



sección B-B

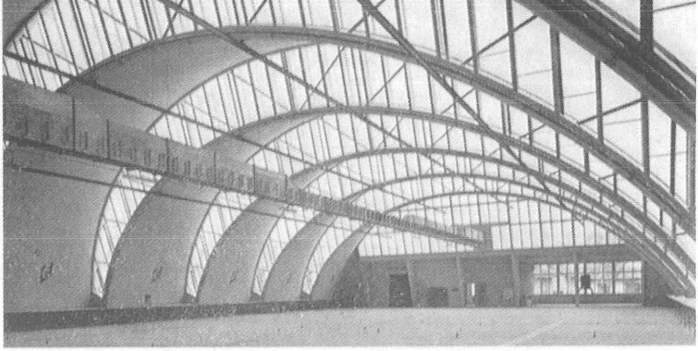


planta

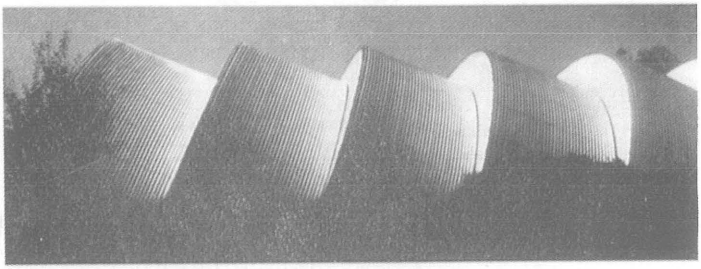


Nave industrial en Gosau, Suiza

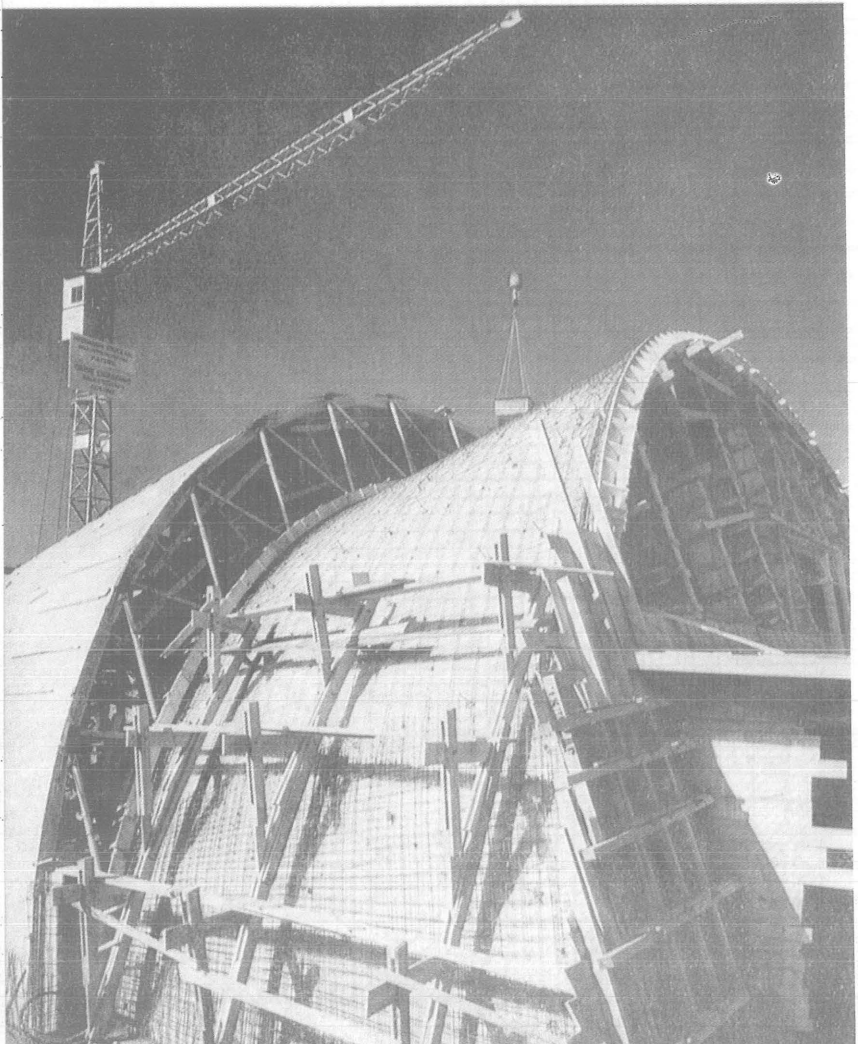
Danzeisen y Voser, arquitectos
H. Hossdorf, ingeniero



interior

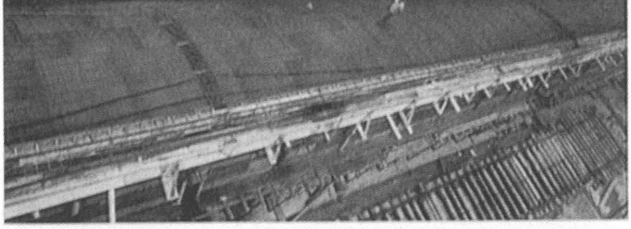


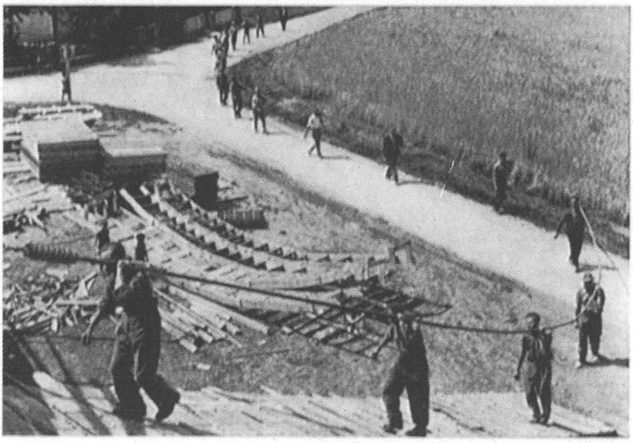
exterior



construcción

Figs. 22.16 a 22.18. Láminas cilíndricas de eje inclinado.

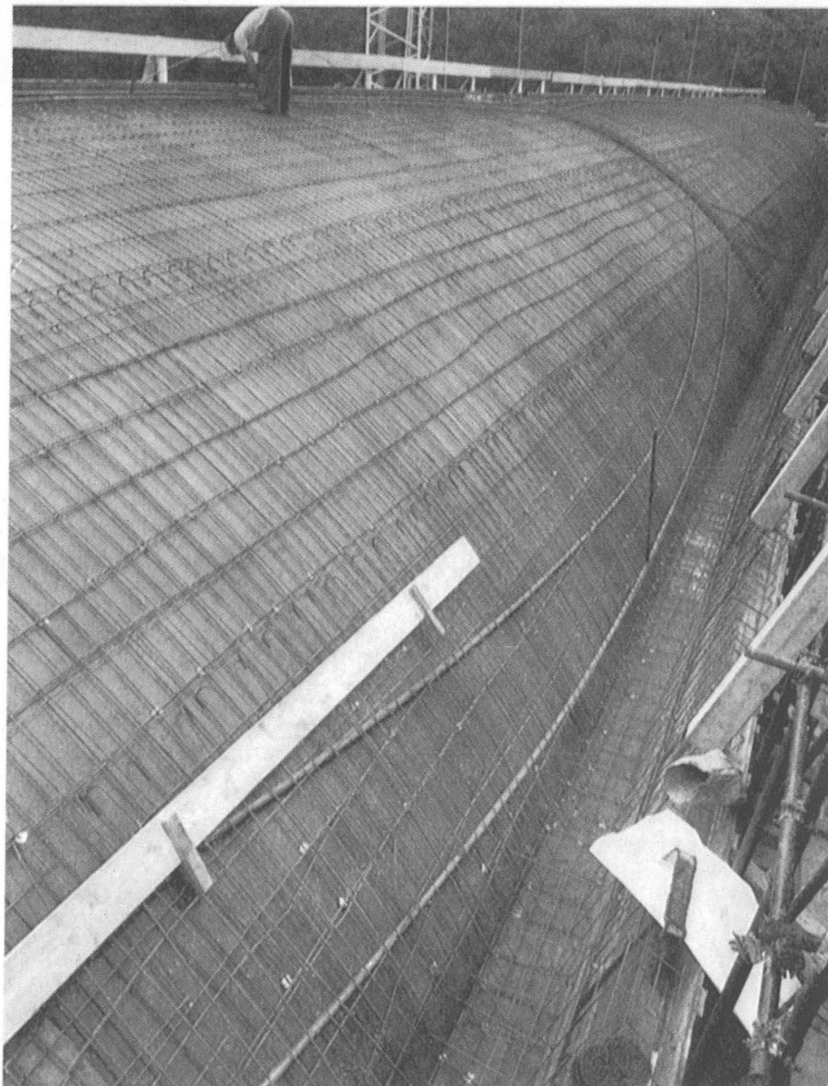




Shed laminar pretensado

H. Beck y H. Baur, arquitectos
H. Hossdorf, ingeniero

Figs. 22.19 a 22.21. Shed laminar cilíndrico, con refuerzo de armaduras pretensadas.



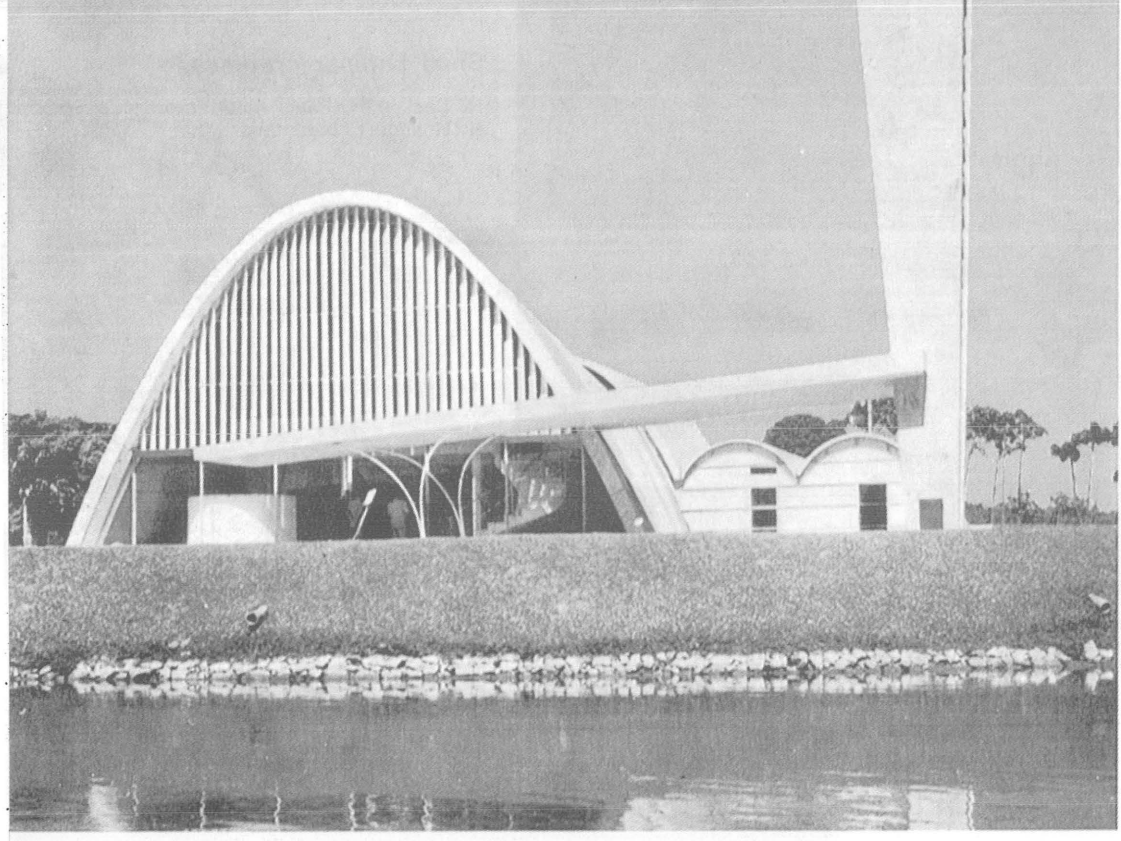
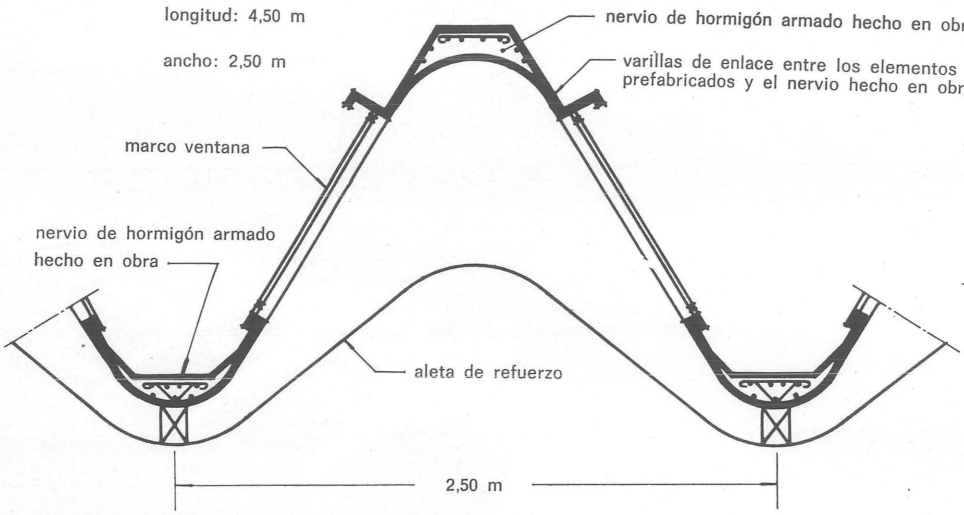


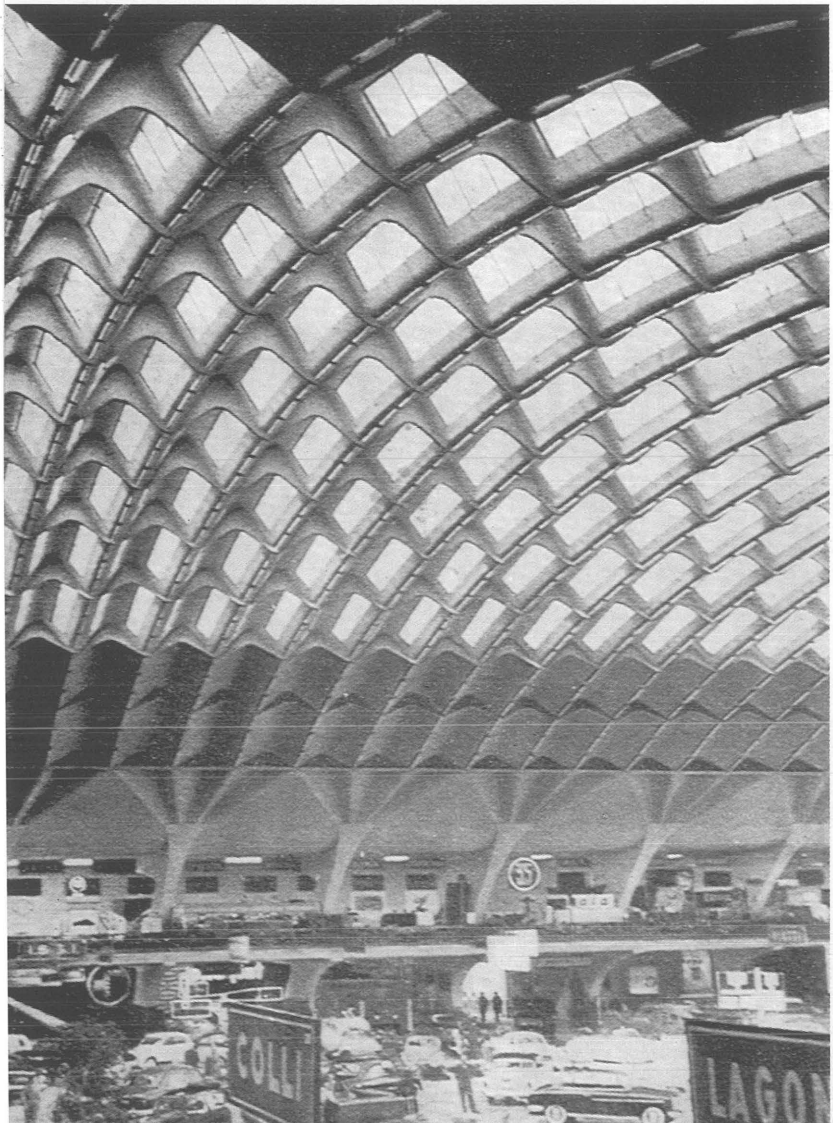
Fig. 22.22. Iglesia en Pampulha. O. Niemeyer, arquitecto.

Apoyada en sus arcos de cabeza, la bóveda cilíndrica con trabajo de tipo arco, pasa a ser lámina con trabajo de tipo viga. Pero lo importante es que, pese a un trabajo de flexión, en el reducido espesor de la lámina las flexiones son muy reducidas, y se consigue con muy poco material y muy poco peso el salvar vanos con gran canto, gracias a la forma de la superficie, que posee una gran rigidez, como puede apreciarse con la simple hoja de papel, sustentada de esta forma (fig. 4.23).

Pero en las láminas cilíndricas, la falta de la doble curvatura impide su régimen de trabajo en régimen de membrana, y lo único que se opone a la modificación de la curvatura original es la rigidez a flexión de la lámina. Para estabilizar la forma es preciso darle a la lámina rigidez a flexión, empleando elementos ajenos a la propia lámina, como tímpanos o arcos de rigidez, a distancias relativamente cortas. Si no existen estos arcos de rigidez, o su separación es considerable, los cambios de forma de las secciones transversales del centro del vano sólo pueden contrarrestarse por la resistencia a la flexión de la lámina misma, puesto que el efecto de la rigidez torsional de la bóveda desaparece a una corta distancia de los apoyos o tímpanos rígidos.

Figs. 22.23 y 22.24. Contrarresto de un muro de contención, en bóveda cilíndrica
Ingeniero, F. del Pozo.





Palacio de Exposiciones de Turín

P. L. Nervi, ingeniero

Figs. 22.25. Detalle de la cubierta.

Fig. 22.26. Vista interior.

Estación de Munich

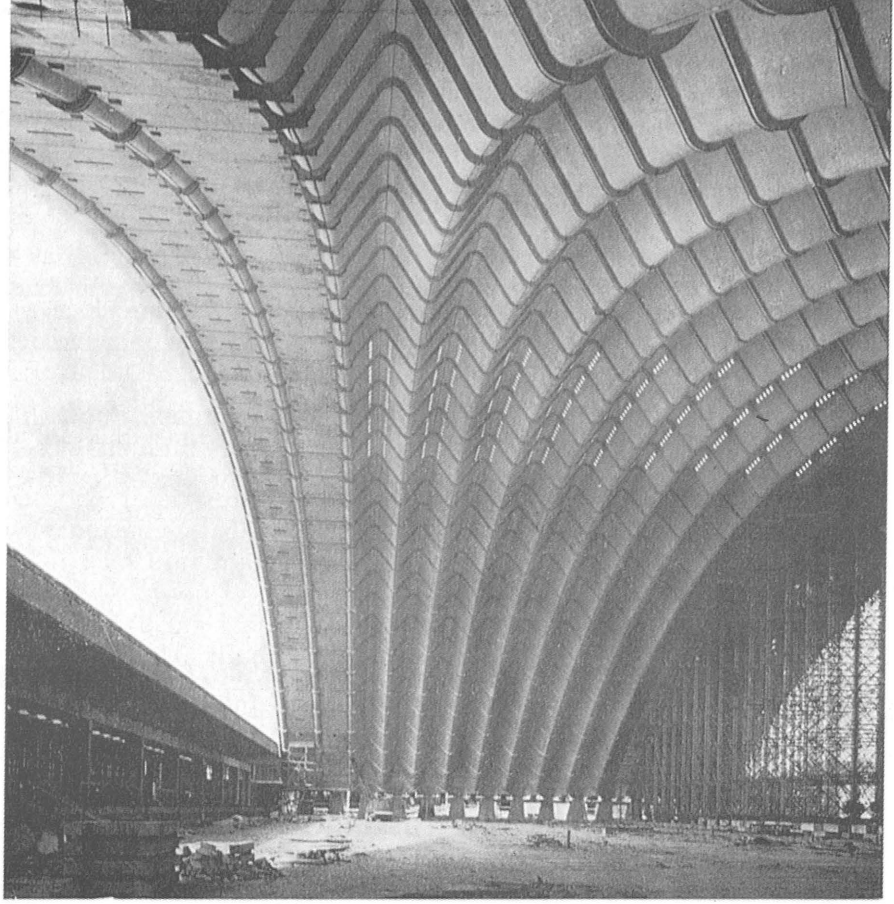
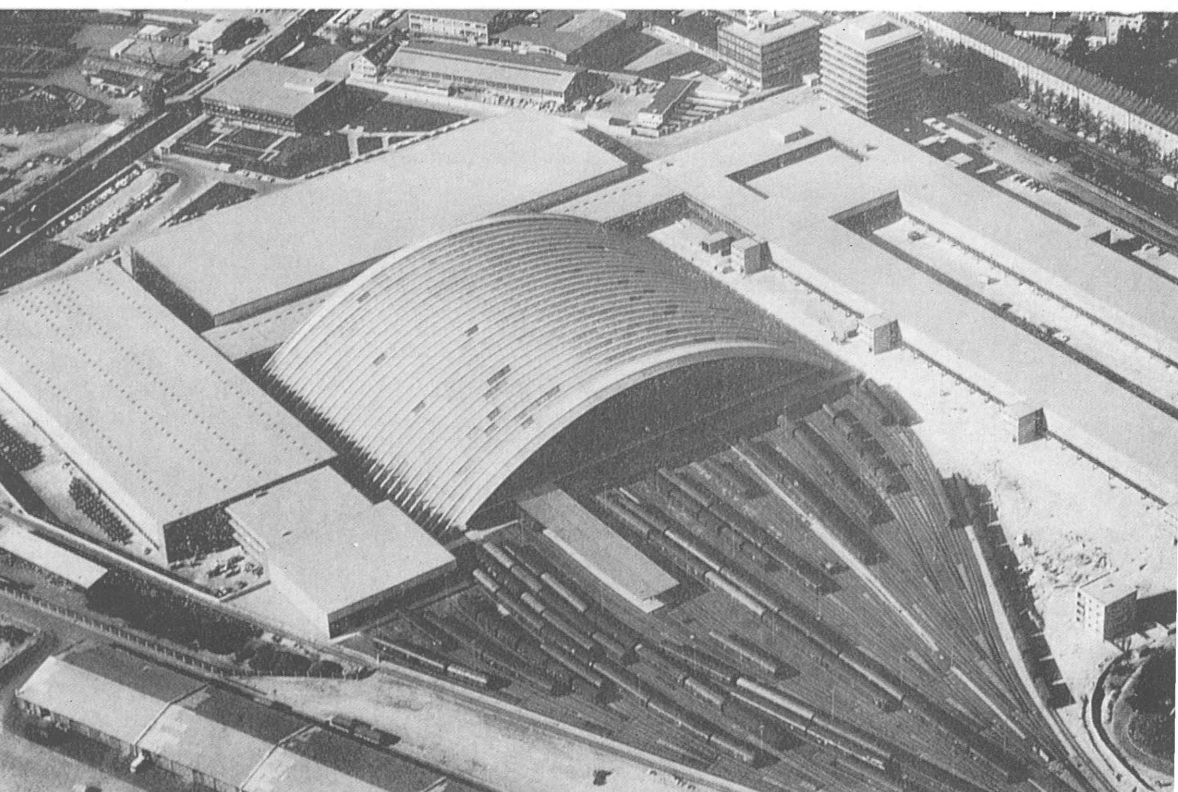


Fig. 22.27. Interior.

Fig. 22.28. Exterior.



Pero pese a estos problemas originados por la falta de la loble curvatura, esta nueva forma de sustentación de las láminas cilíndricas ha eliminado los empujes de la solución clásica; ha permitido la reducción del peso, y se ha liberado de las imposiciones de directriz, ya que su problema fundamental es el canto total conseguido —no el espesor— y la rigidez de forma. Y así nacen las láminas cilíndricas con directrices rebajadas, cumplidas o peraltadas, conjuntamente con las soluciones invertidas, en gaviota, tubulares..., con idéntico criterio estructural. Y la lámina cilíndrica pasa a ser tratada como una viga capaz de salvar vanos de gran luz, con tramos aislados, continuos o en voladizo. Sus propios problemas de borde, para poder reforzar su rigidez de forma, exigirán el refuerzo del espesor, pretensado o diafragmas. Sus soluciones permiten salvar grandes luces en construcciones industriales, deportivas..., siendo solución singular las cubiertas industriales en diente de sierra —tipo shed— tratadas como láminas-vigas continuas, apoyadas en pórticos transversales. Y con un comportamiento bien distinto según se trate de láminas cortas —luz menor que el doble de la anchura— o de láminas largas —$l > 2b$— por su distinta rigidez de forma.

Y cuando las láminas cilíndricas se adaptan a la solución de arco, buscan la doble curvatura de su superficie mediante ondulaciones longitudinales, con lo que pueden ganar canto sin aumentar su espesor. El primer gran ejemplo de esta solución es el Hangar de Dirigibles de Orly, y sus más espectaculares ejemplos, la Sala de Exposiciones de Turín,

Fig. 22.29. Aeropuerto de San Luis (Helmuth, Yamasaki y Leinweber, arquitectos).

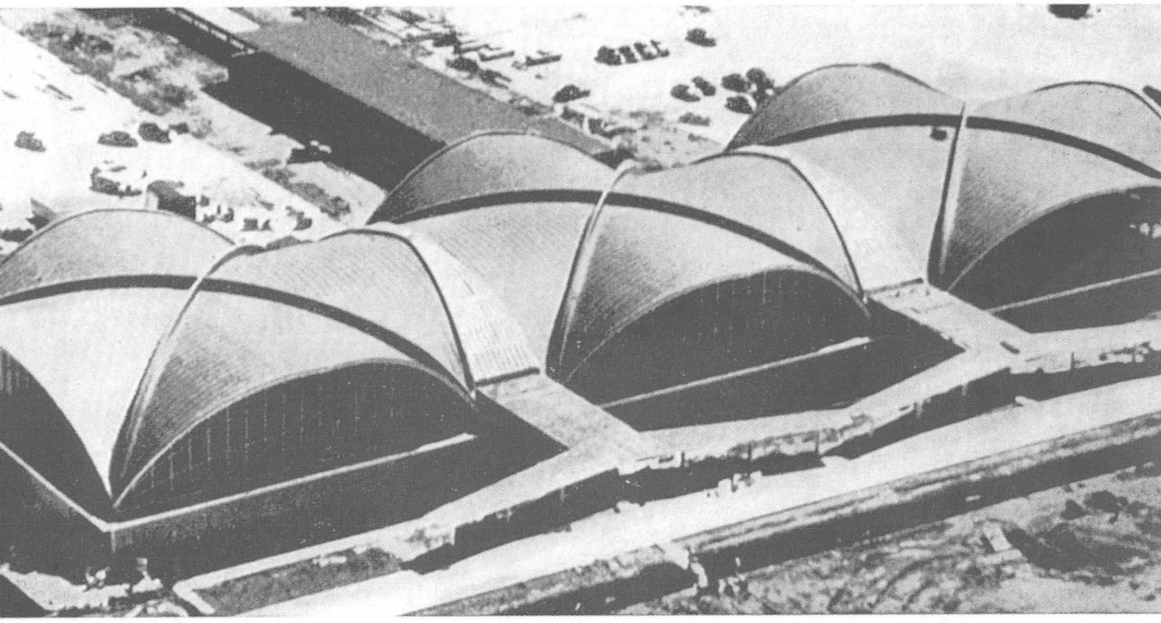


Fig. 22.30. Vista aérea.

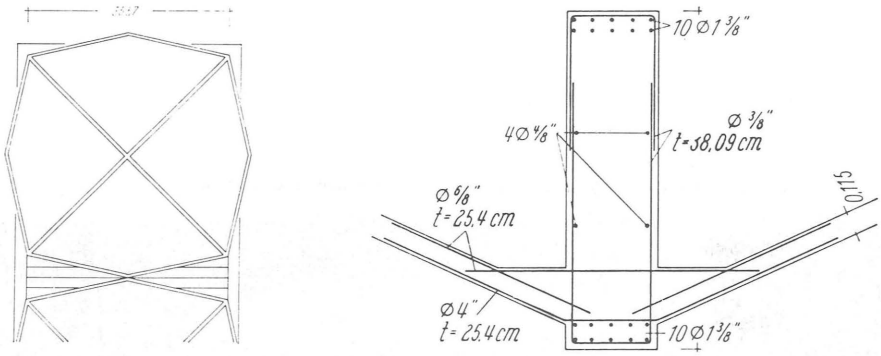


Fig. 22.31. Planta y detalle de arco diagonal de refuerzo.

construida con dovelas prefabricadas, y la Estación de Munich, que, junto a la prefabricación de dovelas, ha de recurrir al pretensado de las mismas para salvar 150 m de luz.

Entre bóvedas y cúpulas, con carácter común a ambas, se desarrollan las bóvedas de intersección —POR ARISTA o EN RINCON DE CLAUSTRO—, que también han aportado ejemplos espectaculares a esta intervención formal en el desarrollo estructural. El Aeropuerto de San Luis fue uno de los primeros grandes ejemplos de esta tendencia, y la bóveda por arista de planta triangular del Centro Nacional de Industrias y Téc-

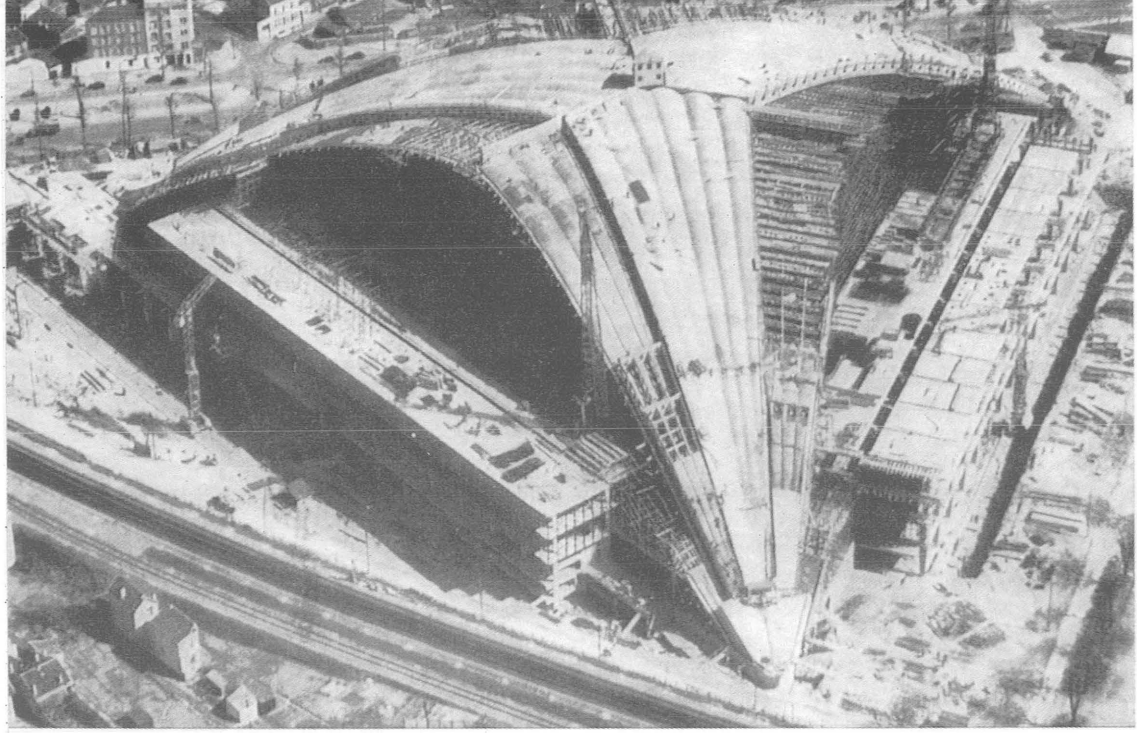
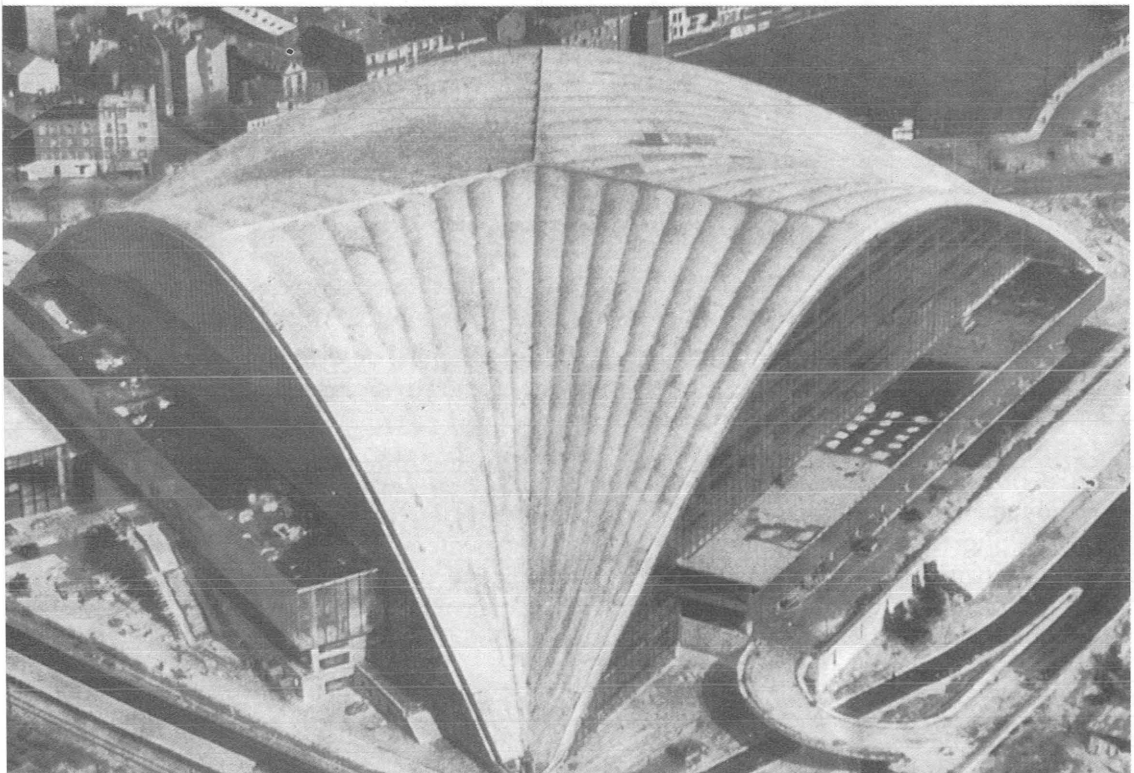


Fig. 22.32. Construcción de las bóvedas de intersección del C.N.I.T. de París
B. Zehrfuss, arquitecto; Esquillan, ingeniero.

Fig. 22.33. La cubierta, acabada.



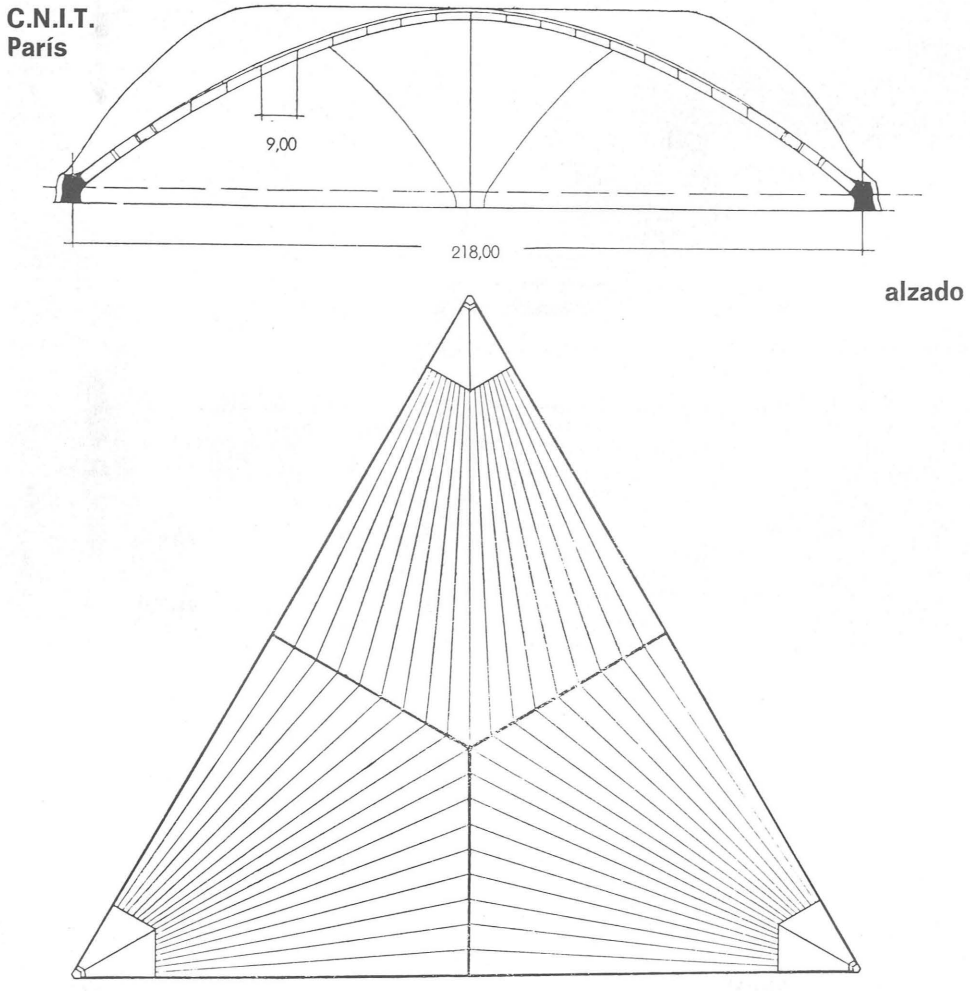


Fig. 22.34.

nicas —CNIT— es la más destacada solución. Su estructura está definida por doble hoja laminar ondulada, ligadas por tímpanos radiales que parten de cada uno de los tres puntos de apoyo. Y con análoga disposición constructiva, Esquillan resuelve la cubierta del Palacio de Hielo de Grenoble, que no llega a ser de intersección porque las bóvedas que se cruzan lo hacen a distinta altura y se anclan con péndolas.

Y así, con doble hoja y con tímpanos de enlace, se ha llegado a cubrir una planta triangular de 218 m de lado, la del CNIT, de París —¡qué lejos quedaron los 42 m de San Pedro, de Roma!...—, y frente a sus 32.000 toneladas, la nueva bóveda de intersección pesa menos de la tercera parte.

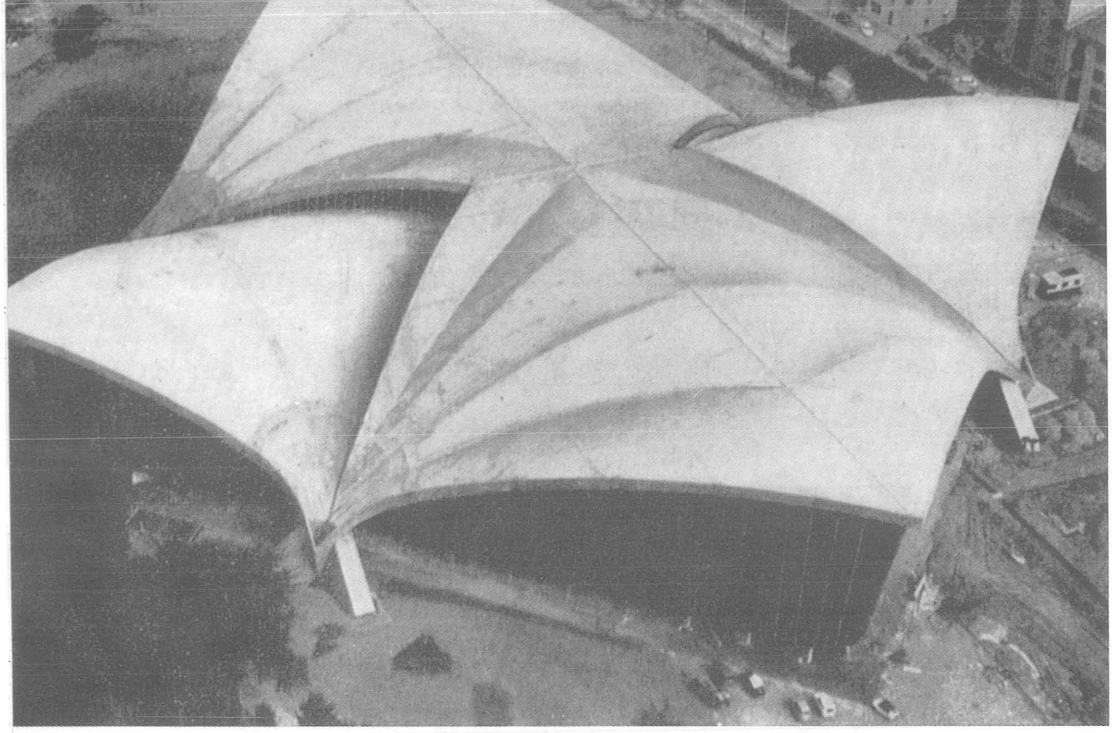


Fig. 22.35. Palacio de deportes sobre hielo de Grenoble Esquillan, ingeniero.

Cúpulas

En general, las superficies de doble curvatura pueden funcionar en régimen de membrana, siempre que la forma de la lámina y la disposición de sus apoyos sean los correctos y que los valores no excedan a los límites admisibles.

Las superficies de doble curvatura que dan lugar a estructuras laminares propiamente dichas se clasifican, de acuerdo con su forma, en dos grandes grupos:

1. SUPERFICIES SINCLASTICAS, también llamadas elípticas por la forma de la ecuación que las expresa, en la que las dos curvaturas principales en cada punto están dirigidas en el mismo sentido. Su ejemplo más característico es la cúpula esférica.

2. SUPERFICIES ANTICLASTICAS, o hiperbólicas, en las que ambas curvaturas principales van dirigidas en sentidos opuestos, como en una silla de montar. Sus ejemplos más empleados son el hiperboloide de revolución y el paraboloide hiperbólico.

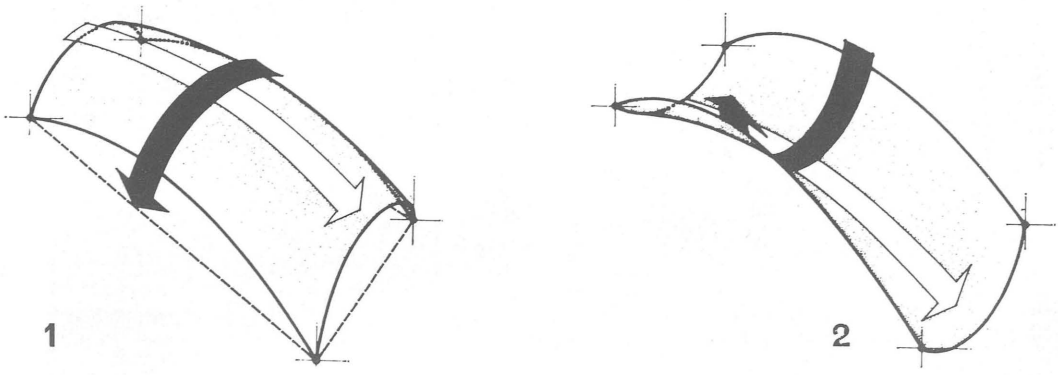


Fig. 22.36. Superficies sinclástica y anticlástica.

Entre las superficies sinclásticas, son las cúpulas de revolución las que ofrecen mayor interés, tanto por el número de sus soluciones como por la importancia de muchas de ellas.

Pero la directriz circular sólo es adecuada para cúpulas rebajadas, cuyos arcos no sobrepasan la llamada «línea de rotura» o «línea neutra», definida por el paralelo que marca la separación entre paralelos comprimidos —casquete superior— y paralelos en tracción —corona inferior—. Esta línea neutra queda definida por $\alpha = 51{,}8°$ para el caso de carga vertical uniformemente distribuida en la superficie —peso propio de una cúpula de espesor uniforme—, y por $\alpha = 45°$ para carga vertical uniformemente repartida en planta —peso de nieve—.

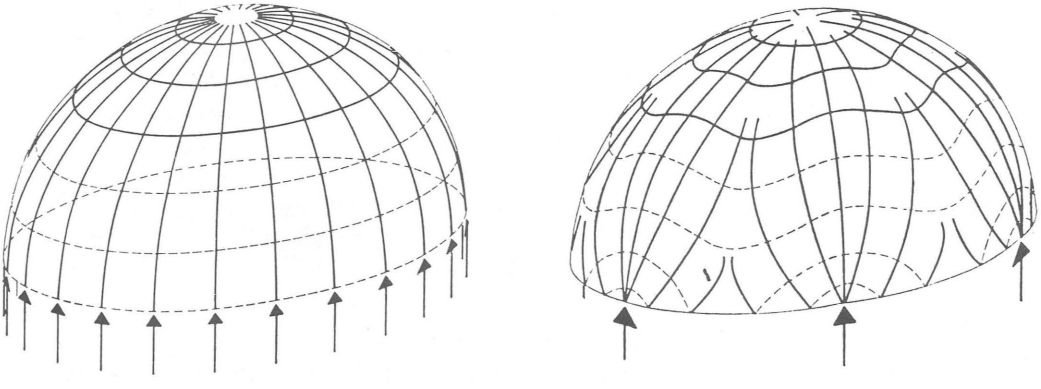


Fig. 22.37. Plexo tensional de una cúpula, apoyada en todo su borde o en puntos aislados.

El plexo tensional de estas cúpulas está definido por meridianos y paralelos, siempre que el apoyo perimetral sea continuo, porque si se realiza sobre apoyos aislados, en cúpulas vaídas, se introducen perturba-

Fig. 22.38. Exterior del Mercado de Algeciras.

ciones de borde que alteran el plexo tensional, al hacer concurrir las isostáticas meridianas en los puntos de apoyo.

En el estudio de una cúpula de revolución se distinguen dos zonas de comportamiento diferente. La primera es el casquete situado por encima de la línea neutra, y la otra, la zona inferior de borde, es decir, la zona de cúpula que se enlaza con la sustentación. El casquete superior no ofrece ningún problema singular, y está generalmente definido por una lámina uniforme de 5 a 10 cm de espesor. Pero el peligro de pandeo aumenta con su amplitud, y las cúpulas de más de 60 m de diámetro exigen nervios de refuerzo para evitar este posible pandeo. La zona de borde, de transmisión de esfuerzos de la cúpula a los apoyos, impone condiciones severas que exigen del ingenio del proyectista para resolver sus problemas.

Las cúpulas peraltadas huyen de la directriz circular, recurriendo a formas elípticas o parabólicas para evitar la existencia de línea neutra.

Con la solución laminar, las cúpulas no sólo se han liberado de muchas imposiciones de directriz y peso que eran las esclavitudes de las cúpulas

clásicas construidas con materiales frangibles, sino que al mismo tiempo se han bajado de lo alto de los edificios para arrancar directamente desde el suelo, a la par que han aligerado sus apoyos, pasando de las líneas continuas a los apoyos aislados, en soluciones vaídas de planta poligonal.

La primera gran cúpula de este tipo es la del Mercado de Algeciras, cuyos lunetos perimetrales, a modo de diafragmas, contrarrestan los efectos de borde de los lucernarios.

Mercado de Algeciras

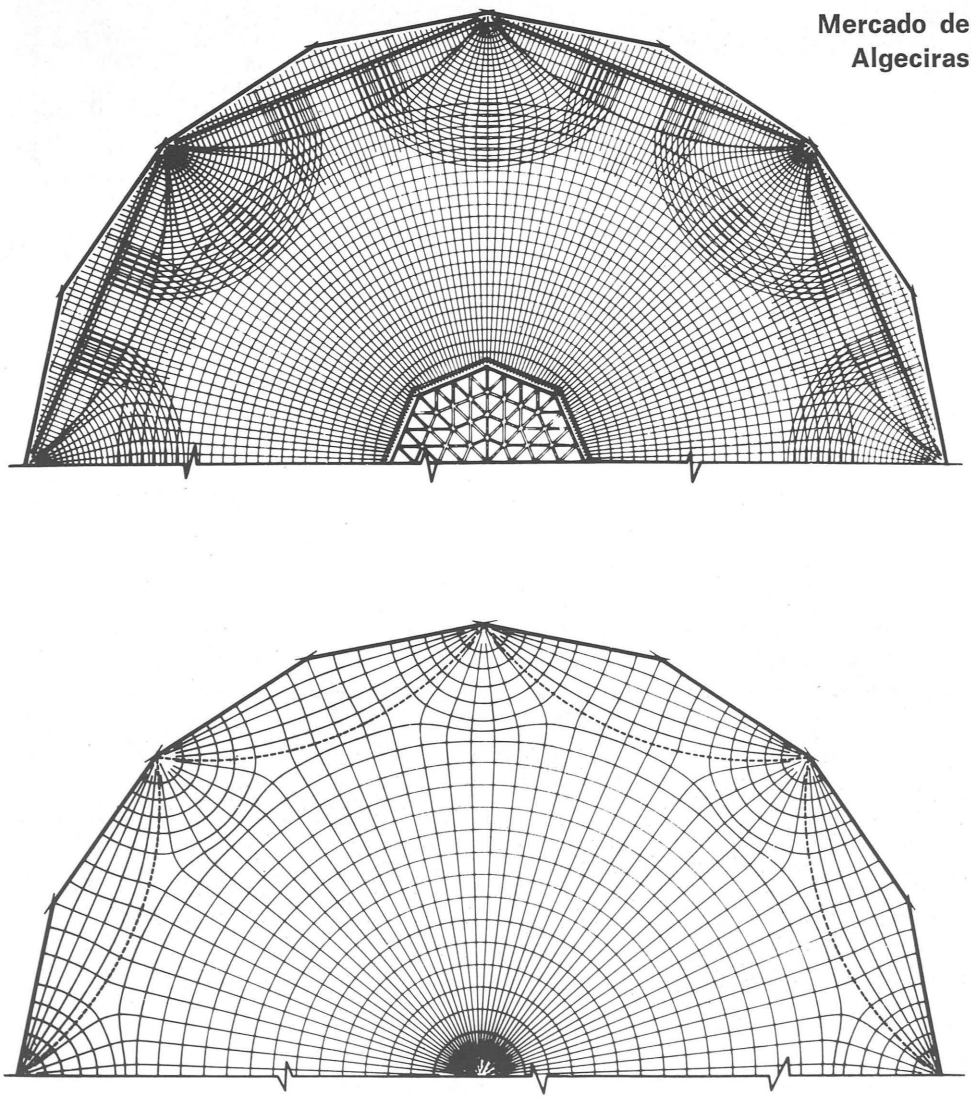


Fig. 22.39. Armaduras y plexo tensional.

Mercado de Algeciras

M. SánchezArcas, arquitecto
E. Torroja, ingeniero

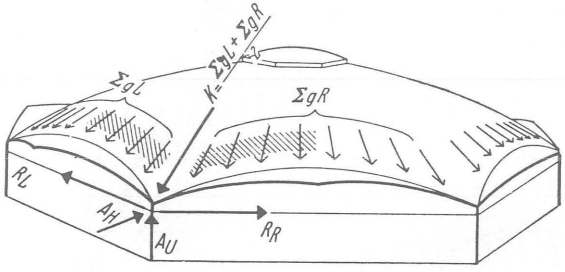


Fig. 22.40. Interior.

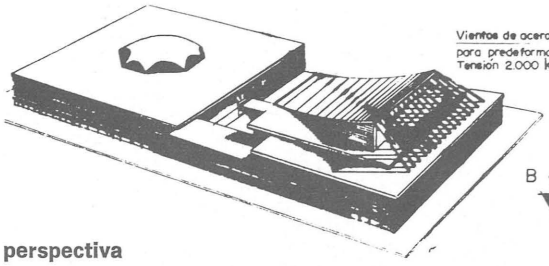
Fig. 22.41. Luneto.

Fig. 22.42. Esquema estructural.

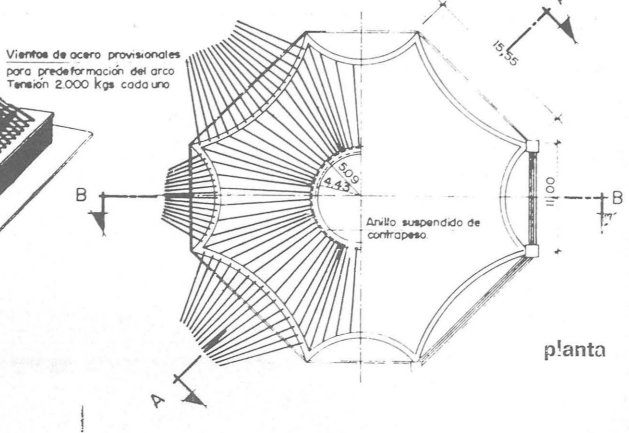
Bodegas González Byass

J. A. Torroja, ingeniero

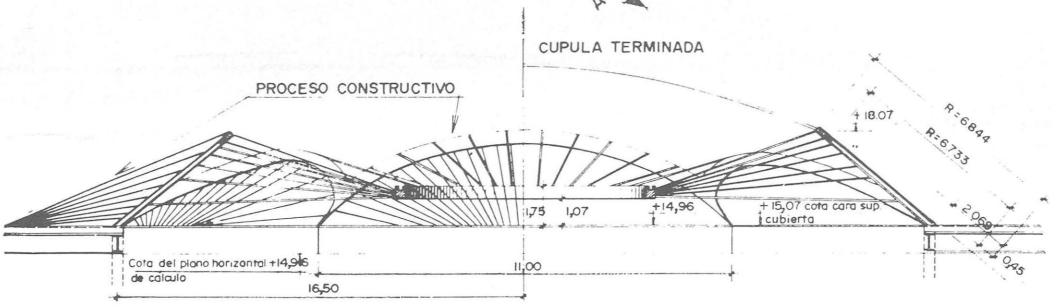
Fig. 22.43.



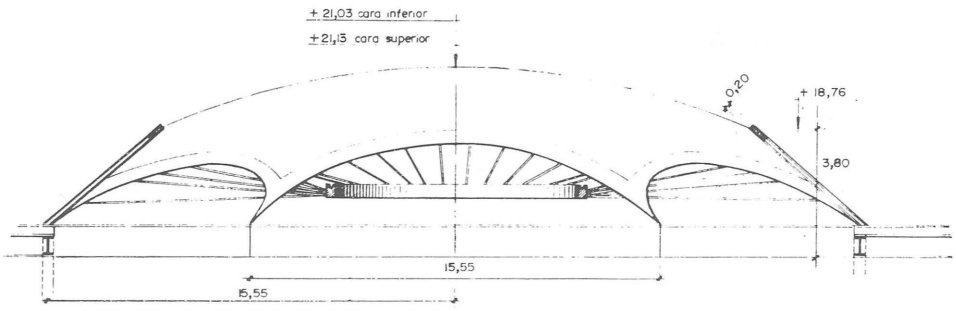
perspectiva



planta

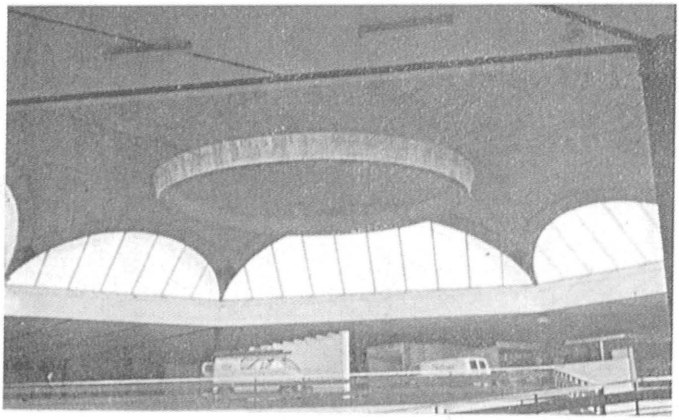


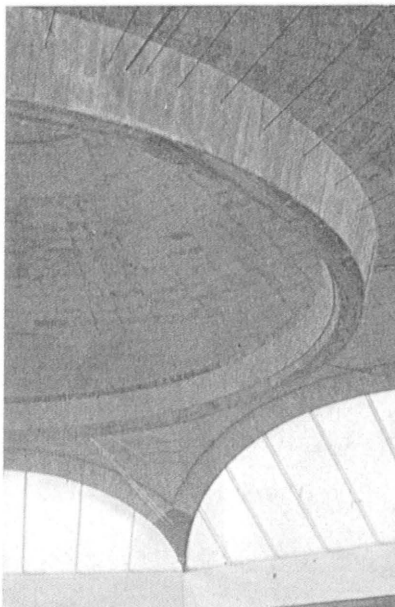
sección A-A



interiores

sección B-B





Cúpula del Pabellón de la Feria de Barcelona

A. Páez, ingeniero

Figs. 22.44 y 22.45.

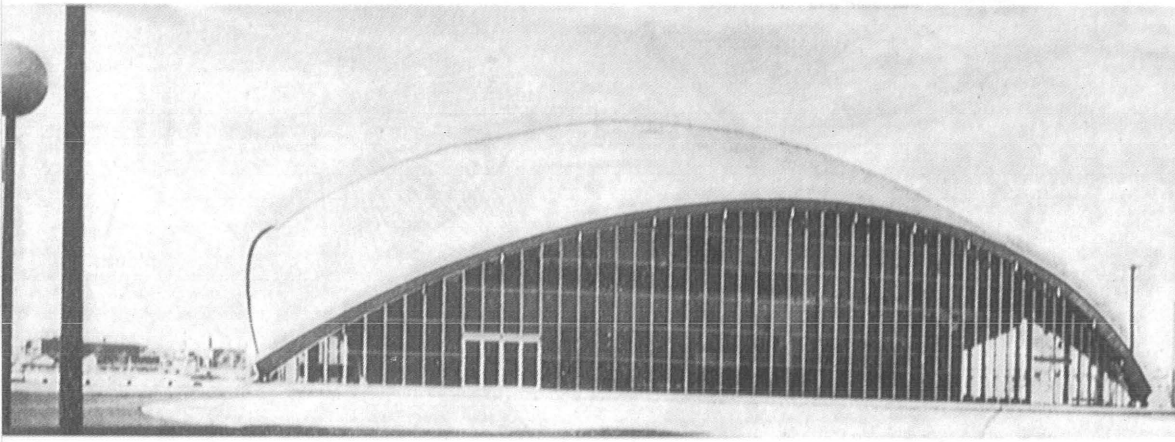


Fig. 22.46. Vista exterior.

Cúpula del Teatro del I.T.M.

Eero Saarinen, arquitecto

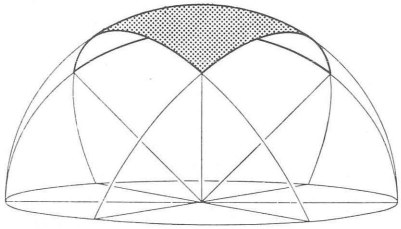
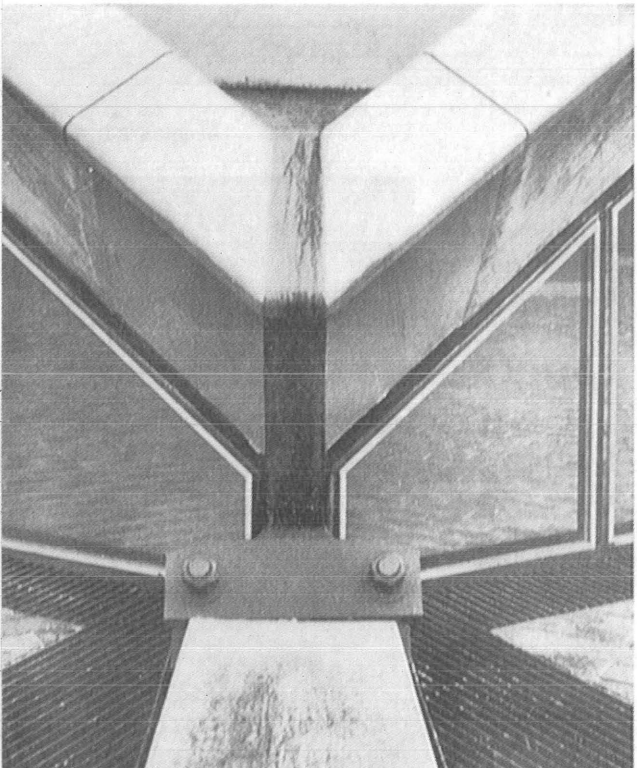
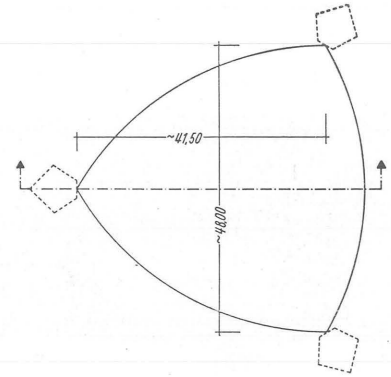


Fig. 22.48. Detalle de uno de los tres apoyos.





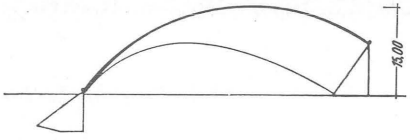
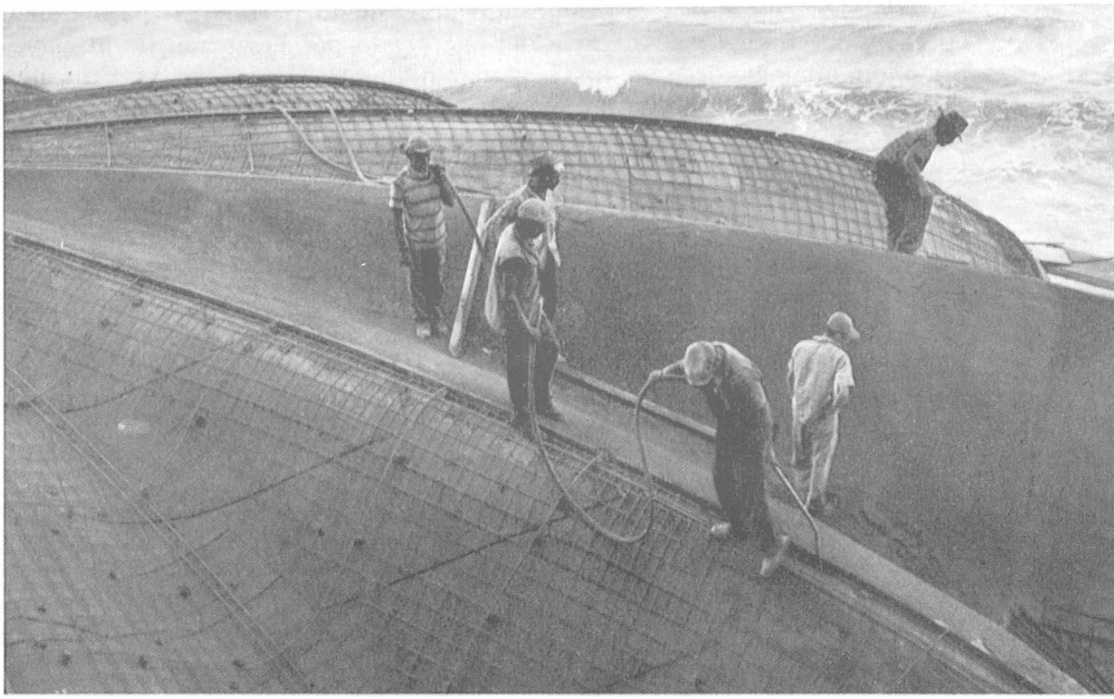


Fig. 22.47. Geometría, planta y sección de la cúpula.



Restaurante del Hotel La Concha

M. Salvadori, ingeniero

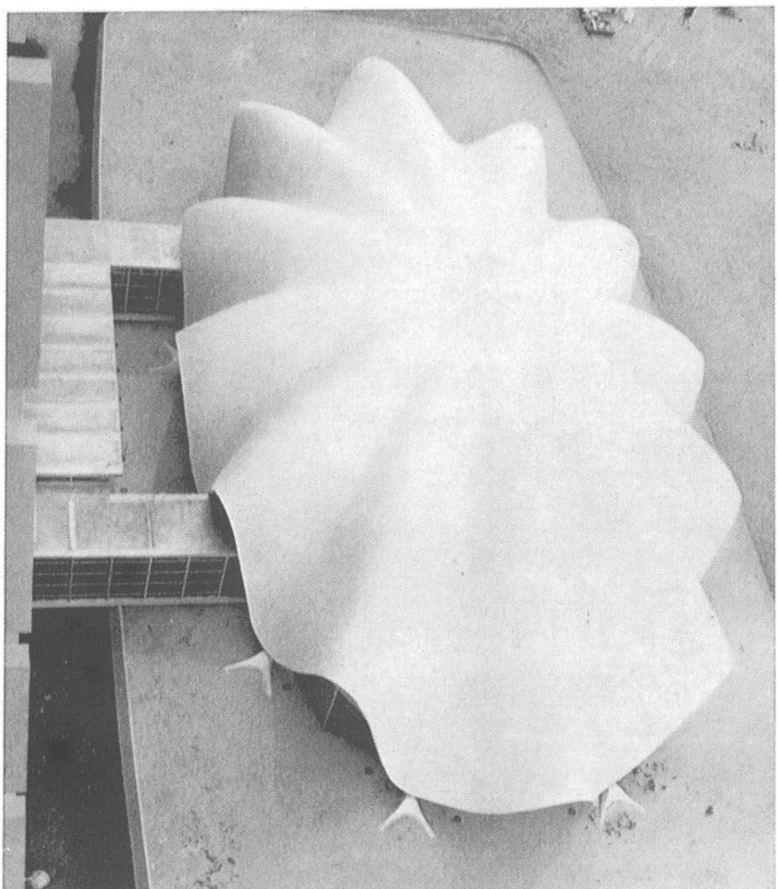


Fig. 22.49. Durante la construcción.

Fig. 22.50. Vista aérea del conjunto.

En ella, Torroja aplica el pretensado del zuncho perimetral para poner en carga la cúpula y despegarla del encofrado por elevación de la clave. Solución análoga ofrecen las cuatro cúpulas de las Bodegas González Byass, de J. A. Torroja, con original solución de sus apoyos, y la cúpula del Pabellón de Exposiciones de Barcelona, en la que A. Páez resuelve la absorción de sus empujes con un anillo central de gran peso, colgado mediante una red radial, de sus patas de apoyo.

Desde el punto de vista constructivo, la doble curvatura produce la complejidad del encofrado hasta tal punto que exigen una ejecución cara y de verdadera artesanía, sólo posible en dimensiones moderadas y soluciones singulares. Tal fue el caso de la cúpula del Teatro Universitario de Saarinen, de planta triangular y gran espesor; y la cúpula ondulada del Restaurante del Hotel La Concha, de Salvadori, cuyas ondulaciones permitieron ir a espesores mucho más reducidos.

Pero cuando la dimensión aumenta, el costo del encofrado resulta tan elevado que es preciso recurrir a la prefabricación. Tal es la solución aceptada por Nervi en el Palacio de Deportes de Roma, y por F. del Pozo en el Palau Blau Grana, que con sus 78 m de diámetro constituye el récord actual de este tipo de láminas.

Fig. 22.51. Cúpula vaída del Auditorio Churchill de Haifa. A. Sharon y B. Idelson, arquitectos; A. Weidarfeld, ingeniero.

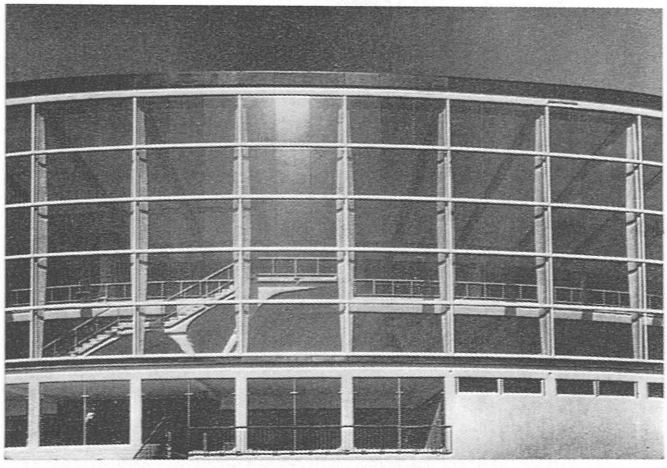
Palacio de Deportes de Roma

M. Piacentini y Vitallozi, arquitectos

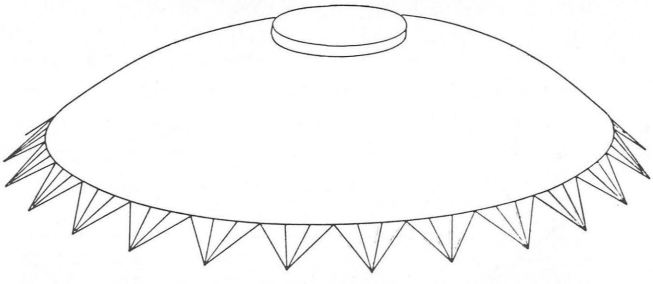
P. L. Nervi, ingeniero

Figs. 22.52 a 22.57.

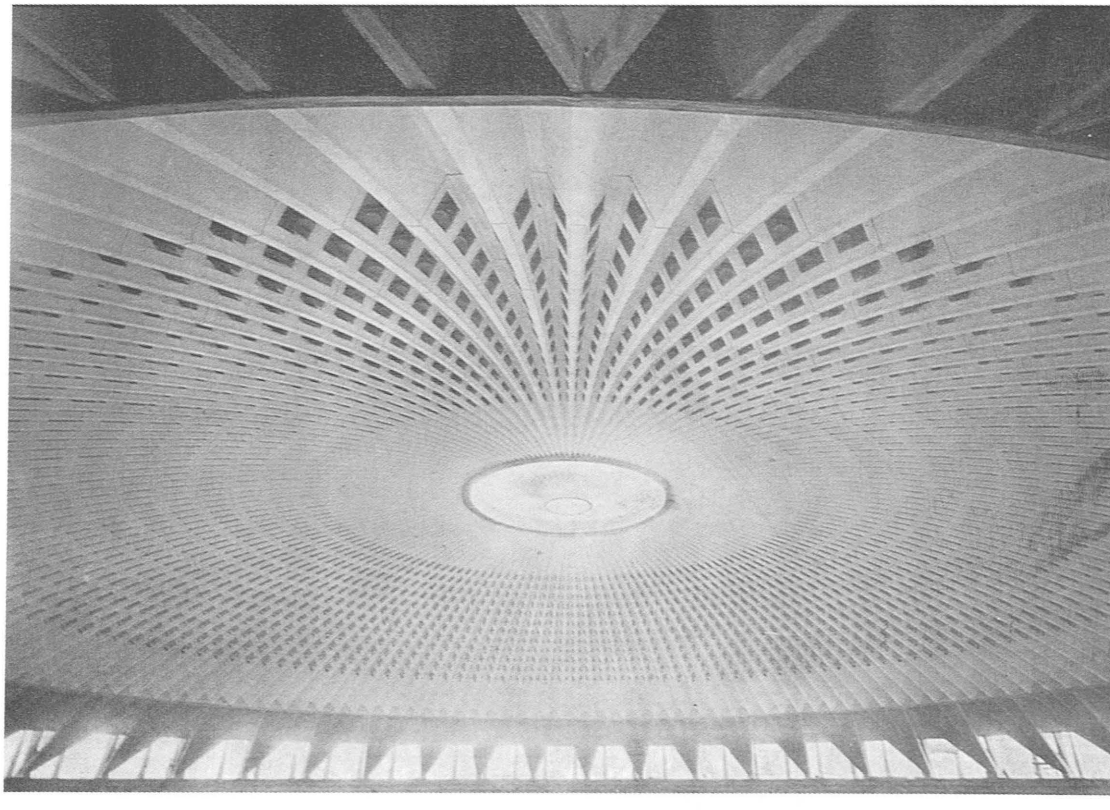
exterior



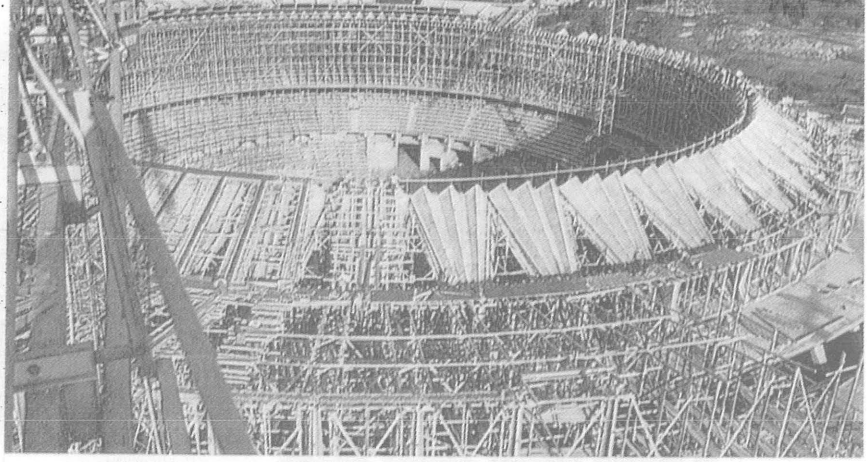
esquema



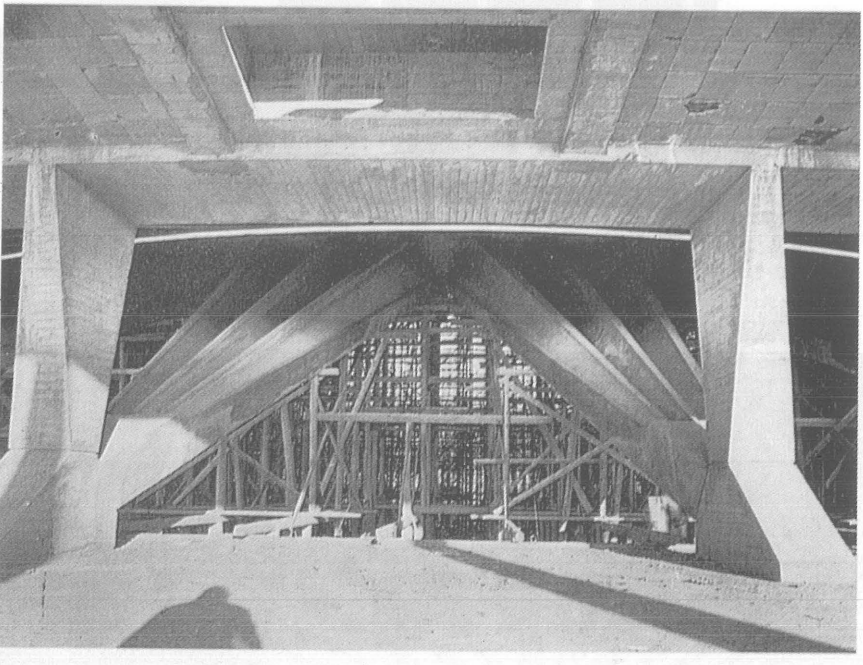
interior



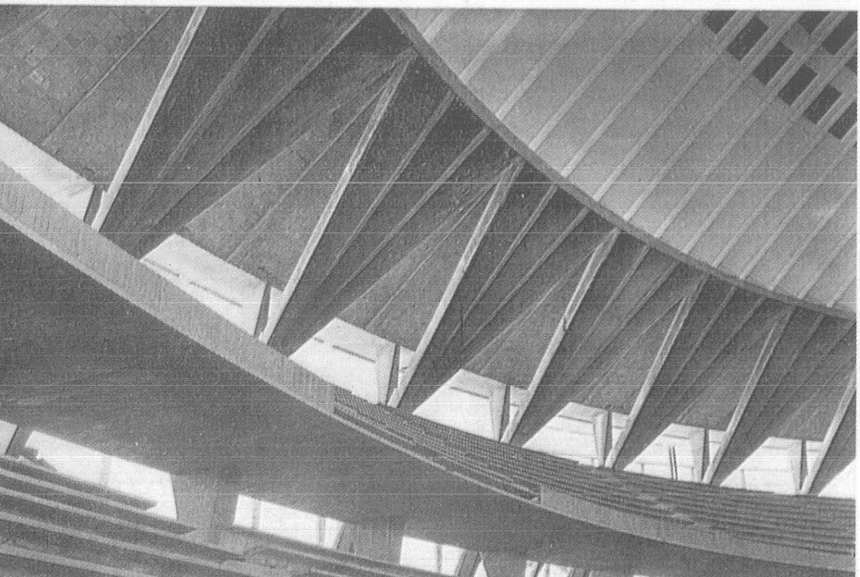
Palacio de Deportes de Roma



construcción



arranques

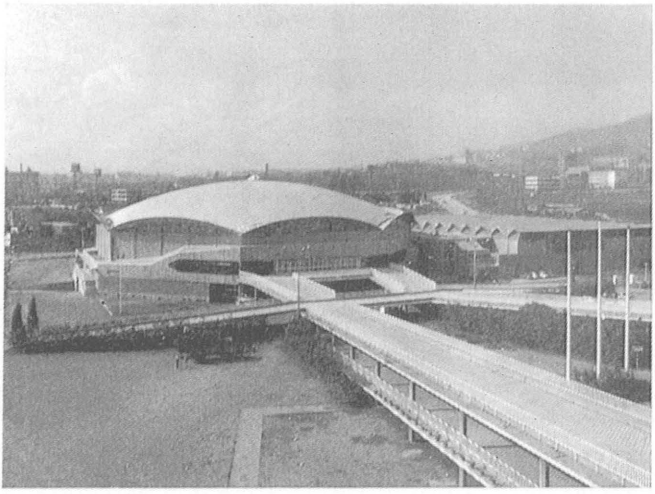


interior

Palau Blau Grana
Barcelona

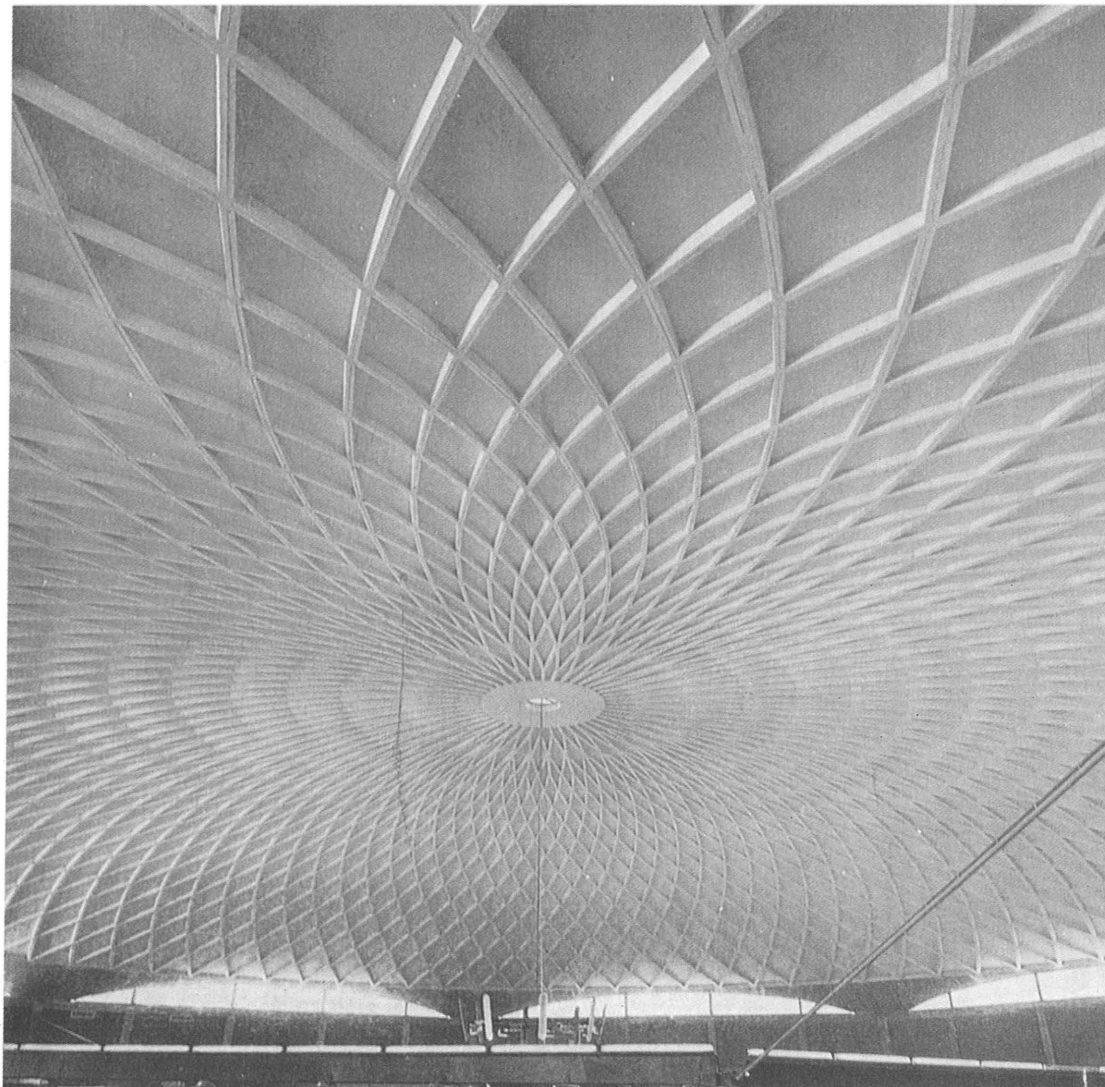
J. Soteras y F. C. Soteras, arquitectos

F. del Pozo, ingeniero



Figs. 22.58 a 22.68.

exterior
interior



Palau Blau Grana

Fig. 22.60. Rombos esféricos prefabricados.

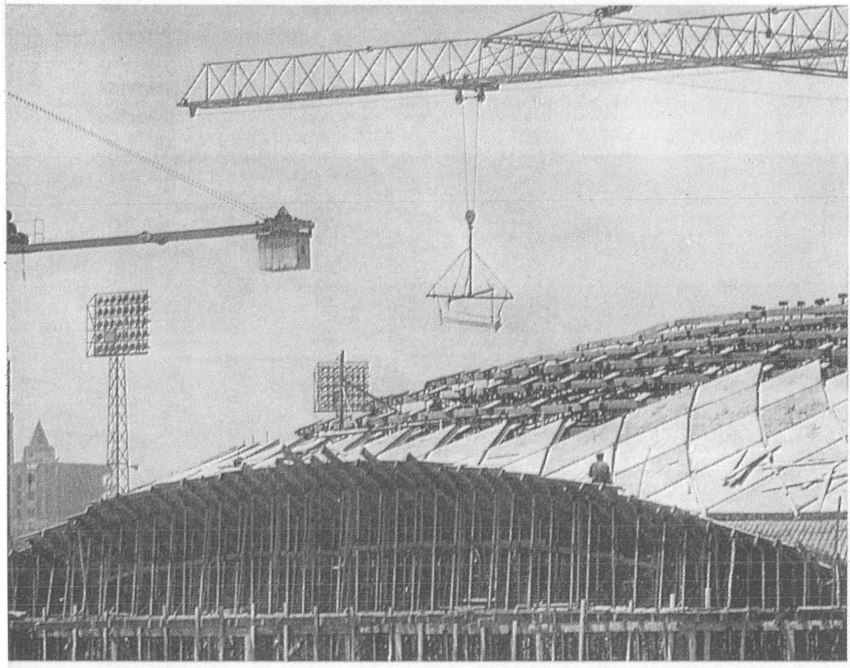


Fig. 22.61. Montaje de rombos.

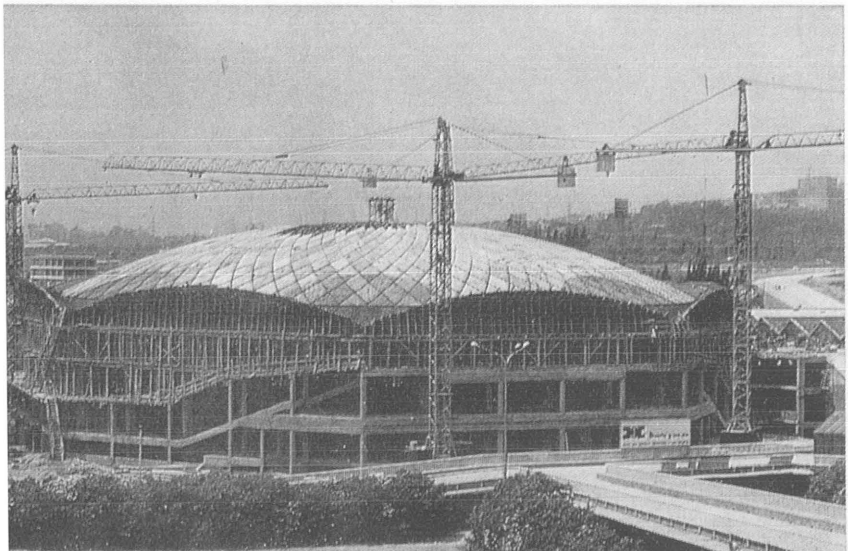


Fig. 22.62. Cerrando la cúpula con el encofrado perdido.

Fig. 22.63. Armaduras en los arranques.

Fig. 22.64. Armaduras en clave.

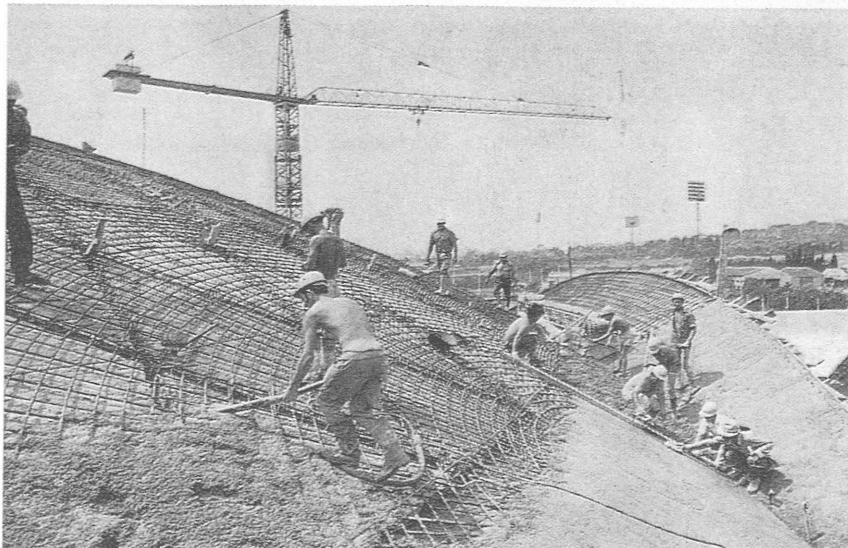
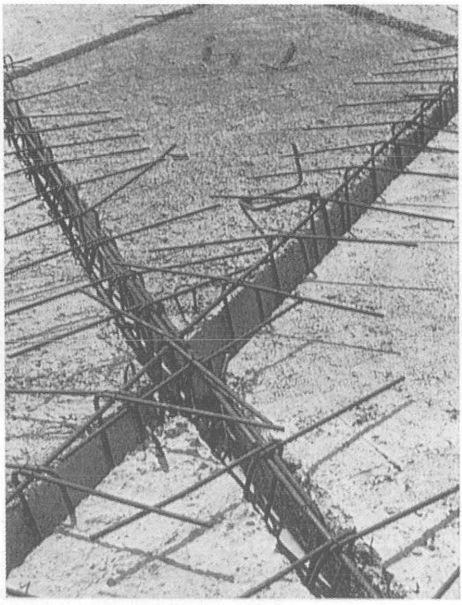


Fig. 22.65. Hormigonado.



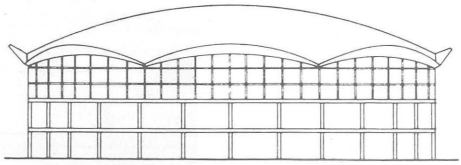
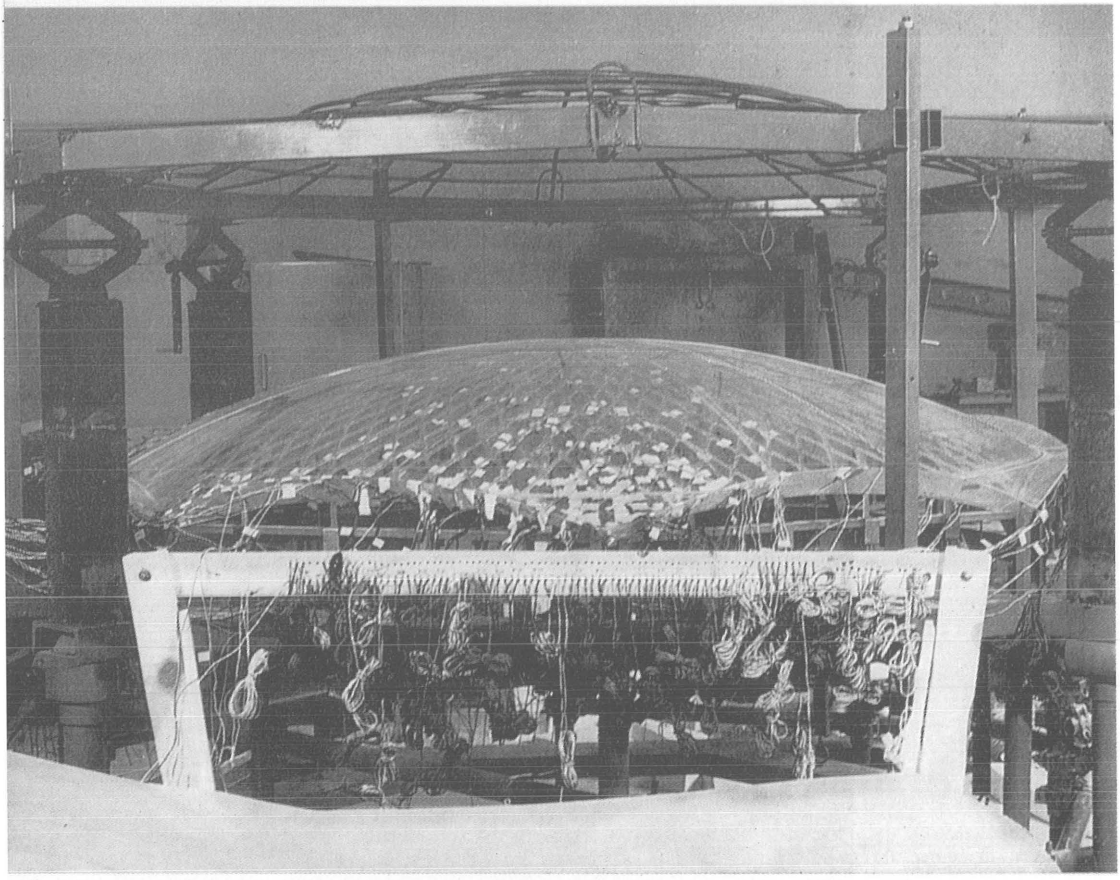


Fig. 22.66. Alzado.

Fig. 22.67. Armadura de nervios.

Fig. 22.68. Ensayo en modelo reducido, realizado en el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales de Madrid.



Láminas plegadas

De acuerdo con la definición dada, las estructuras plegadas no pueden ser consideradas como láminas, nada más que por aproximación dada su falta de curvatura. Pero consideradas como superficies poliédricas, inscritas o circunscritas a una superficie laminar, su acercamiento al régimen laminar es tanto mayor cuanto menores sean sus caras planas.

Las primeras soluciones plegadas toman la denominación de losas prismáticas y nacen por similitud con las losas onduladas o láminas cilíndricas. La idea que las desarrolla es muy simple: aumentando el brazo de palanca de la estructura, se puede salvar mayor luz sin aumentar mucho el peso; los cordones superior e inferior de cada plano inclinado alojan las armaduras principales, mientras que a lo largo de su faldón se absorben los esfuerzos cortantes.

Fig. 22.69. Escuela de la Sagrada Familia, Colorado.

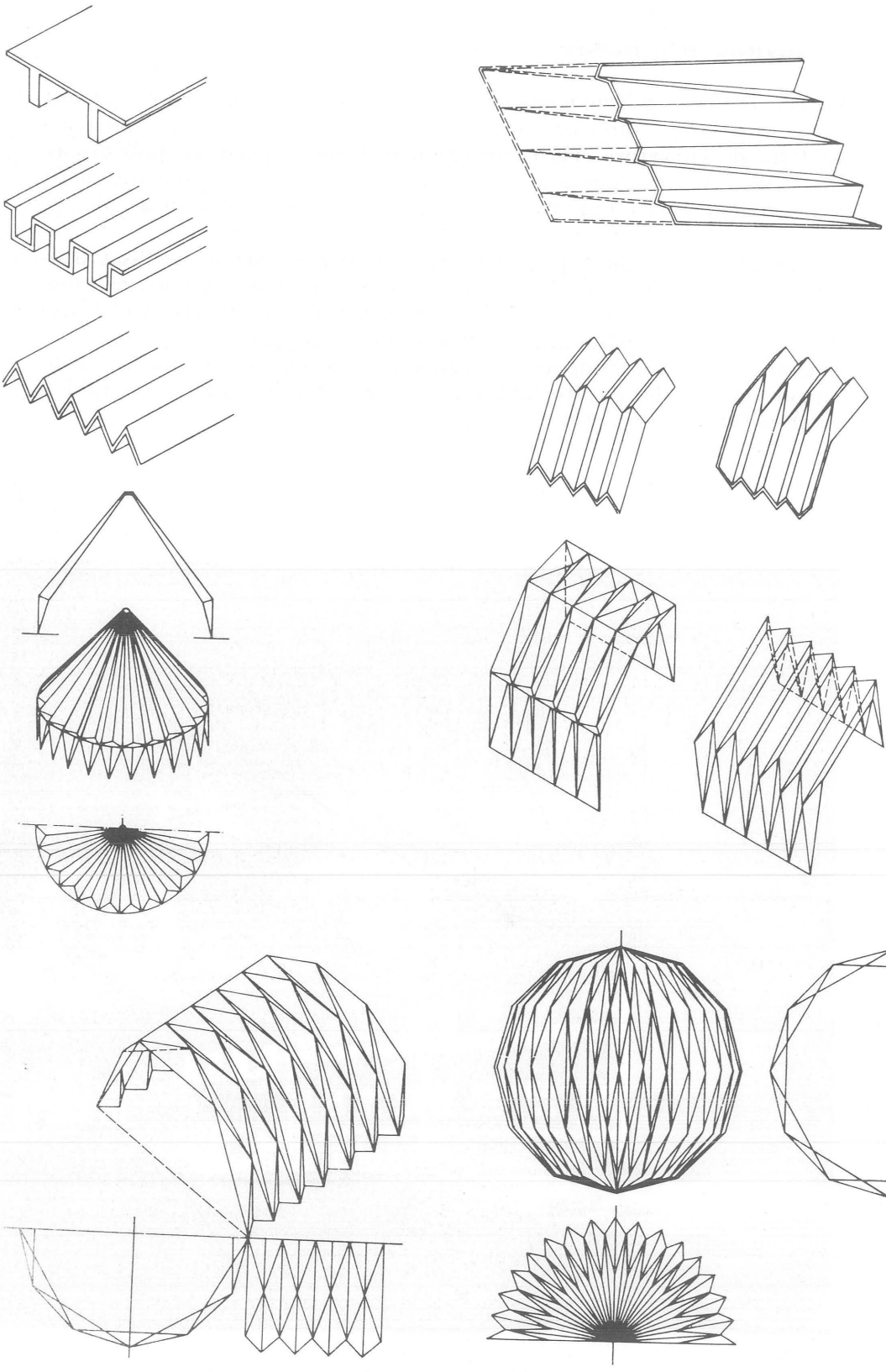


Fig. 22.70. Láminas plegadas: del forjado nervado a la cúpula poliédrica.

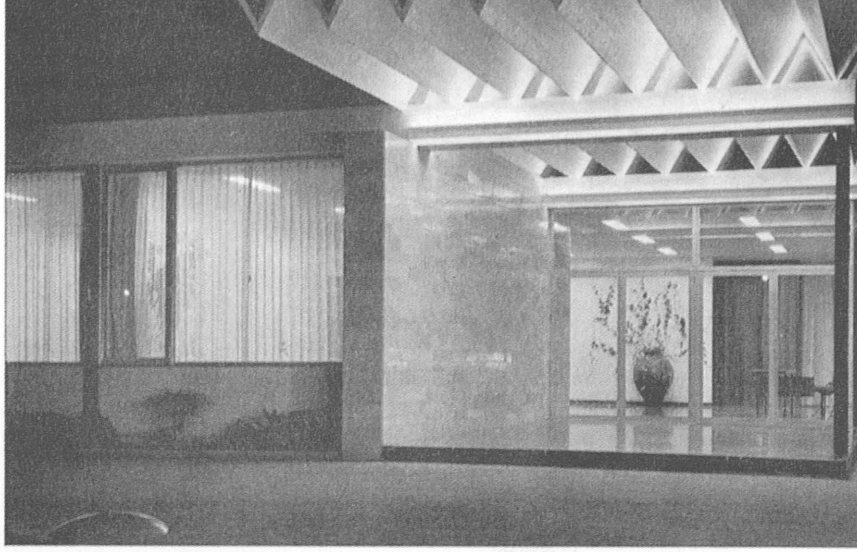


Fig. 22.71. Marquesina de unos laboratorios
M. Fisac, arquitecto.

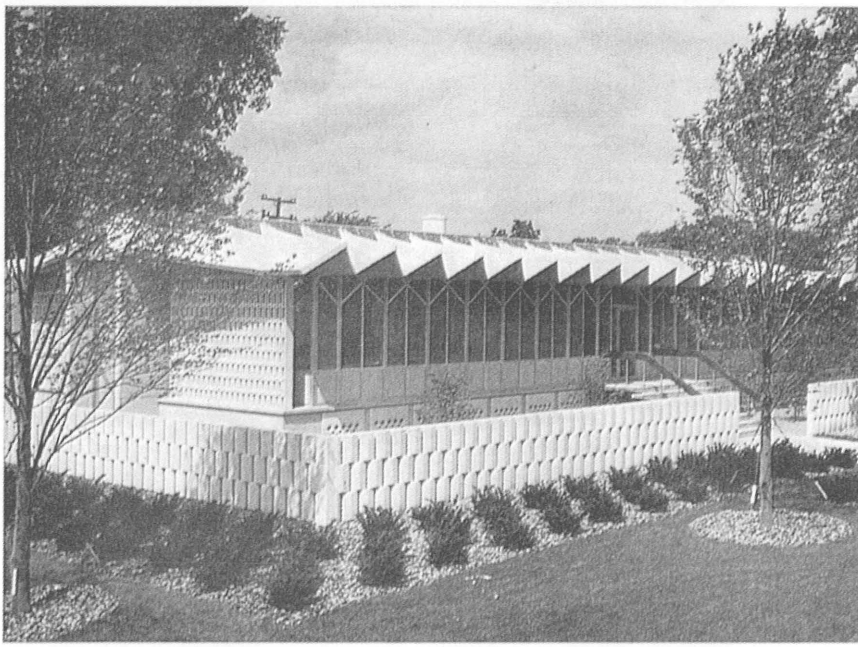


Fig. 22.72. American Concrete Institute, Detroit.

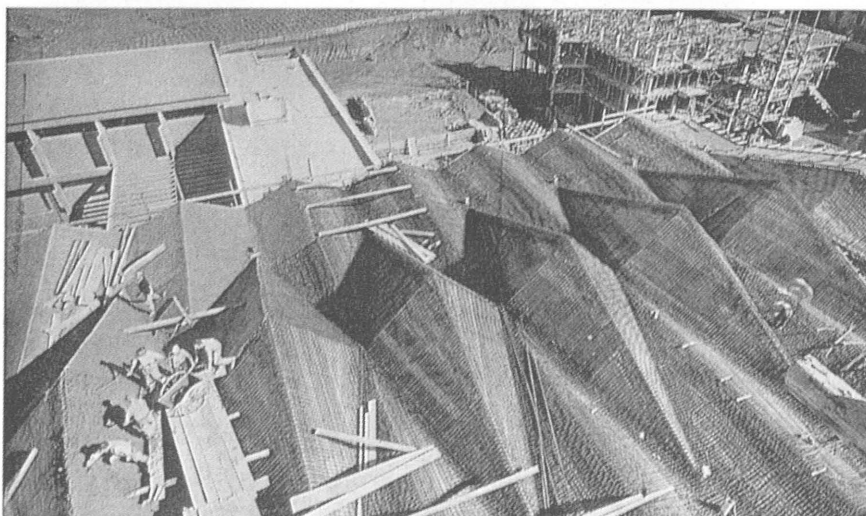


Fig. 22.73. Iglesia romana de San Lucas.

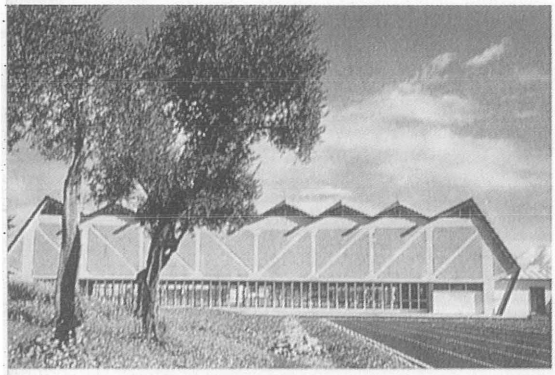


Fig. 22.74. Escuela Nacional de Atletismo, Palestra
Arquitecto, A. Vitellozzi.

Fig. 22.75. Capilla del Hospital San José, California
Arquitecto, W. Becket.

UNESCO
París

M. Breuer
y B. Zehrfuss,
arquitectos
P. L. Nervi, ingeniero

Fig. 22.76. Proceso constructivo.

Fig. 22.77. Vista aérea.

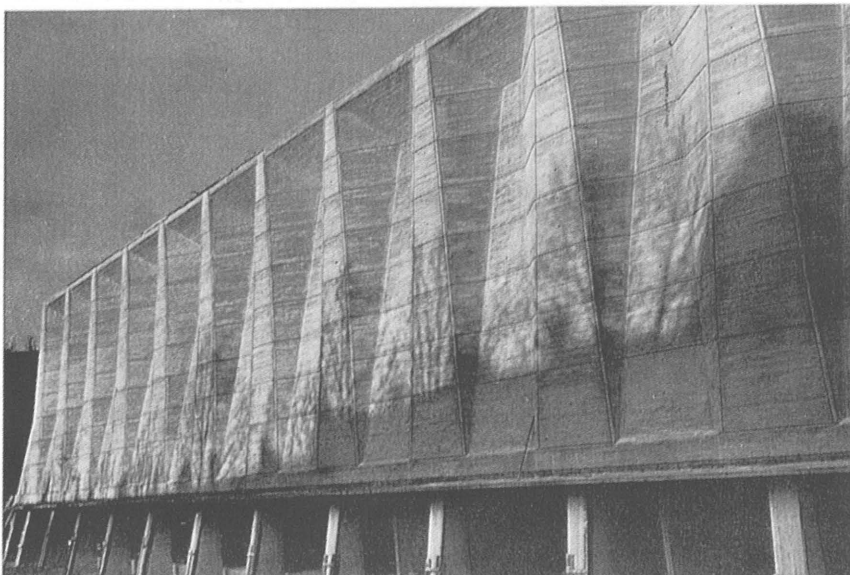


Fig. 22.78. Muro frontal.

De este modo, las láminas plegadas, definidas por planos que se cortan, ofrecen indudables posibilidades de aplicación al ser capaces de dar un gran canto, pese a su poco espesor, y una gran rigidez transversal, gracias a su forma. Pero sin olvidar que análogamente a como ocurría en las láminas cilíndricas, es necesario conseguir la rigidez transversal a flexión necesaria para evitar deformaciones que automáticamente producen la reducción del canto. Salvo esta imposición, pueden obtenerse, con plegaduras, vigas de gran canto y de gran anchura, con muy poco material y gran sencillez constructiva.

La dificultad de encofrar superficies de simple o doble curvatura se elimina con la solución de láminas plegadas. Y así, como superficies poliédricas inscritas en bóvedas o cúpulas pueden resolver gran número de estructuras de este tipo, aunque con una mayor limitación de amplitud y carga. La simplificación del encofrado, por un lado, complica el cálculo, y por otro, agudiza el problema de pandeo de la lámina, que se hace más sensible a este efecto al perder curvatura.

Son muchos y variados los ejemplos realizados con estructuras plegadas, siendo de destacar entre todos la Sala de Conferencias del edificio de la Unesco en París, cuya lámina se pliega en muros y cubierta para formar una unidad de sorprendente atractivo y belleza.

Láminas regladas

Las superficies regladas, junto a su doble curvatura, ofrecen la gran ventaja, desde el punto de vista constructivo, de la existencia de generatrices rectas. Sus ejemplos más típicos son:

1. CONOIDES, de eje horizontal, vertical u oblicuo. Sus directrices son: una curva plana, una recta real y otra impropia. Es, pues, una superficie alabeada de plano director y con una sola familia de generatrices rectas. Sus aplicaciones, aunque poco frecuentes, se orientan hacia cubiertas industriales con lucernarios o láminas voladas de flecha y curvatura variable.

2. HIPERBOLOIDES de revolución, engendrados por una hipérbola que gira alrededor de su eje, o por una recta que gira alrededor de un eje que la cruza. Como superficie reglada, sus directrices son dos circunferencias contenidas en planos paralelos, y el eje que une sus centros. Es una superficie alabeada con dos familias de generatrices rectas. Sus aplicaciones más frecuentes son en depósitos, torres de refrigeración, voladizos...

3. PARABOLOIDES, definidos como superficies de traslación por una parábola que se desplaza paralelamente a sí misma, según

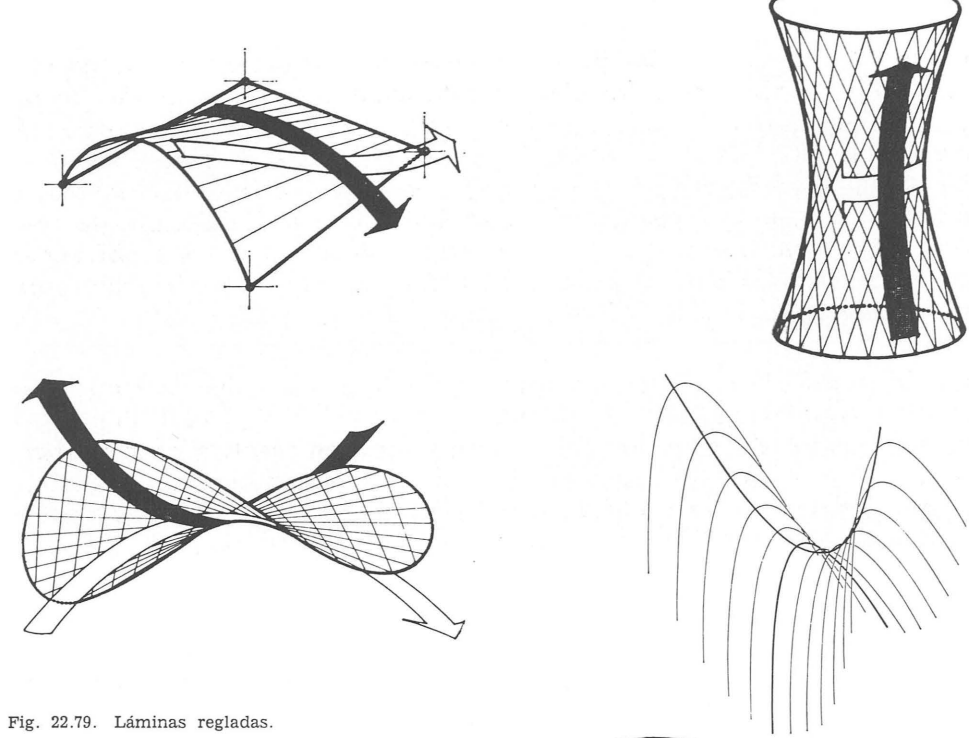


Fig. 22.79. Láminas regladas.

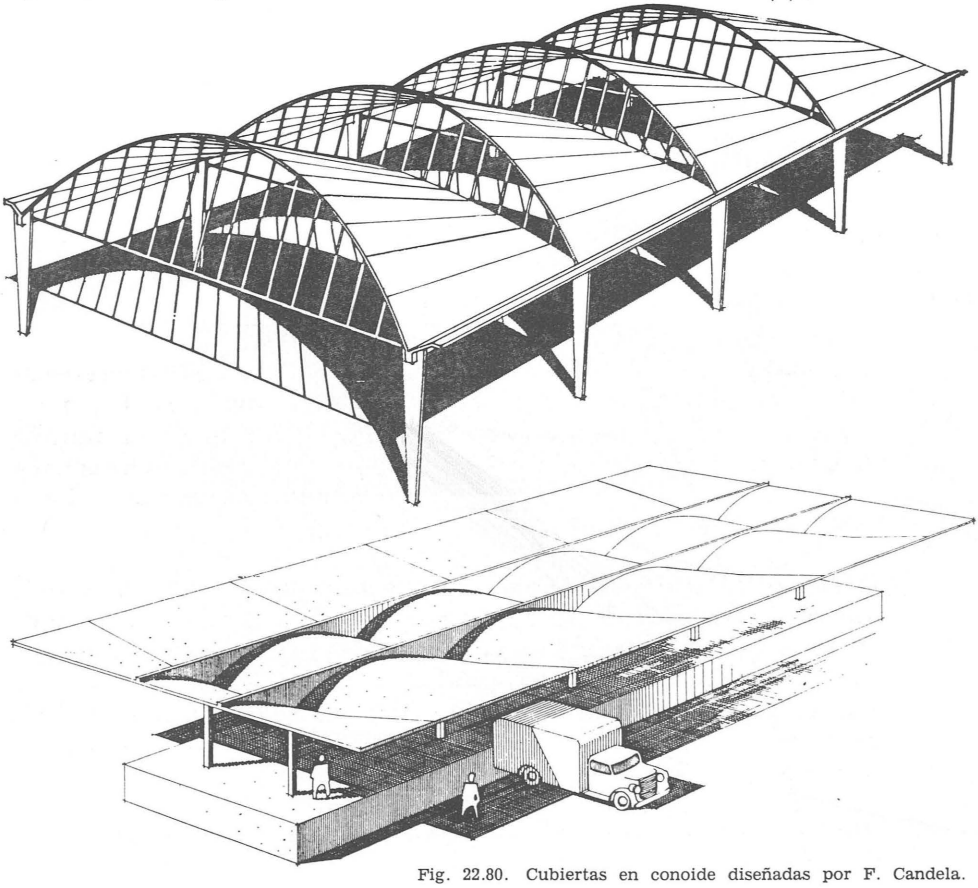
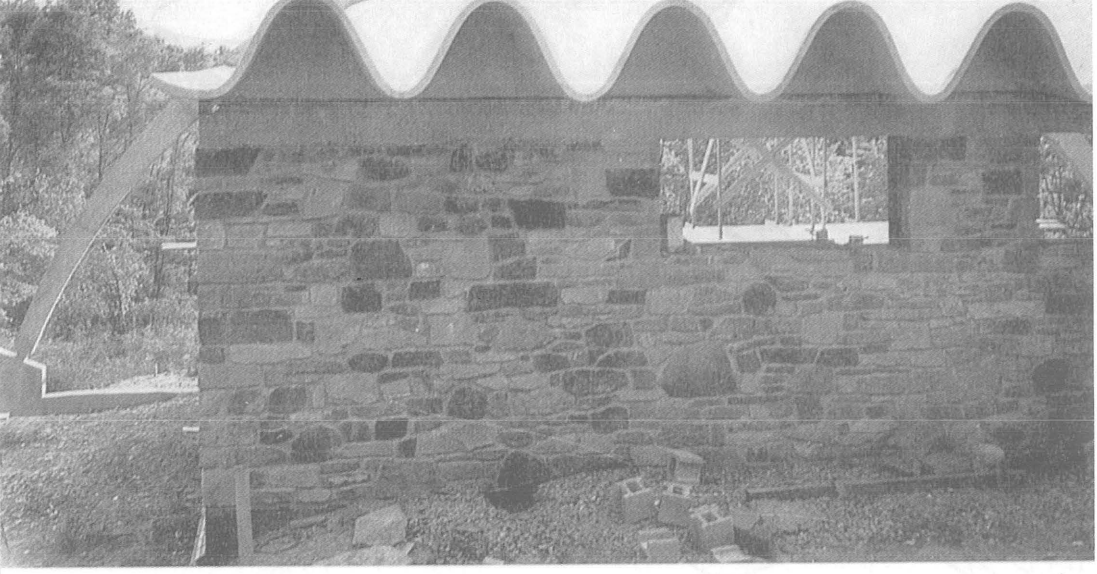
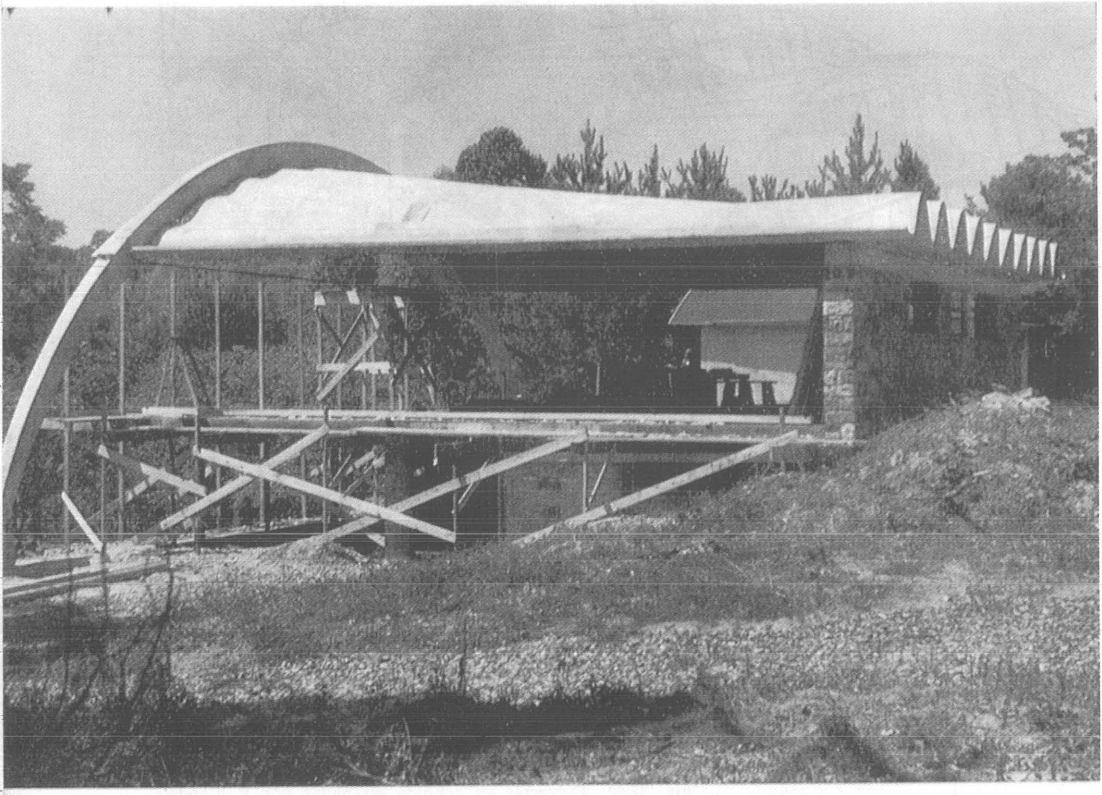


Fig. 22.80. Cubiertas en conoide diseñadas por F. Candela.



Figs. 22.81 y 22.82. Lámina en conoide ondulado
M. Salvadori, ingeniero.



otra parábola; y como superficies regladas, las generadas por dos rectas reales que se cruzan y una recta impropia —plano director—. Es la superficie más aplicada, en soluciones: individuales con bordes rectos u oblicuos; en intersecciones múltiples, o en combinaciones con gran variedad en sus formas y sustentaciones.

Todas estas superficies regladas de doble curvatura —conoides, hiperboloides y paraboloides— ofrecen la gran ventaja de su facilidad de encofrado y su buen comportamiento estructural debido a su forma. Por otro lado, sus grandes posibilidades de variedad formal las han colocado en primera línea del campo laminar.

hiperboloide

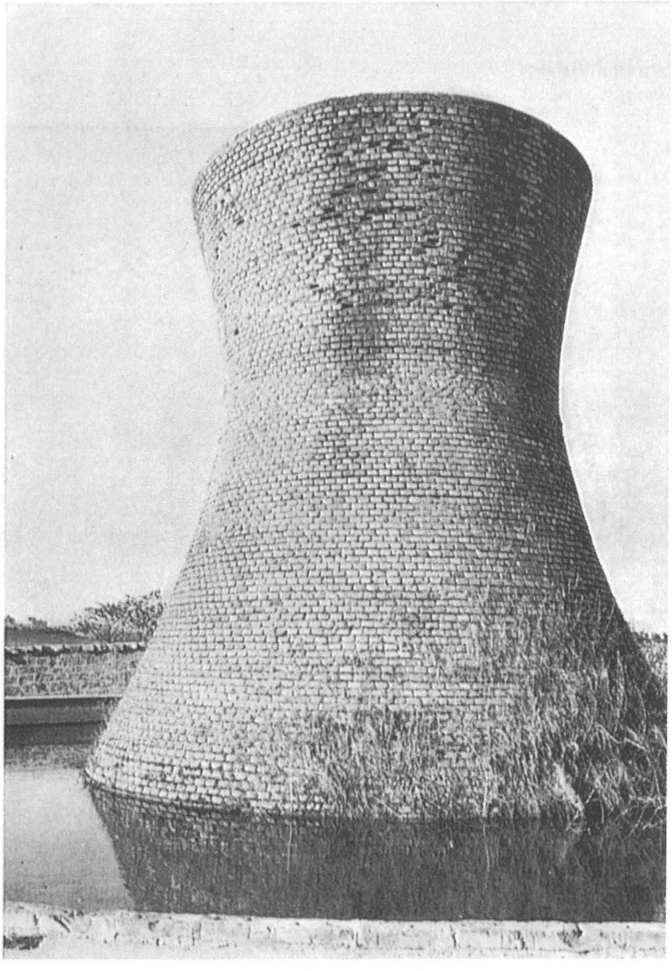
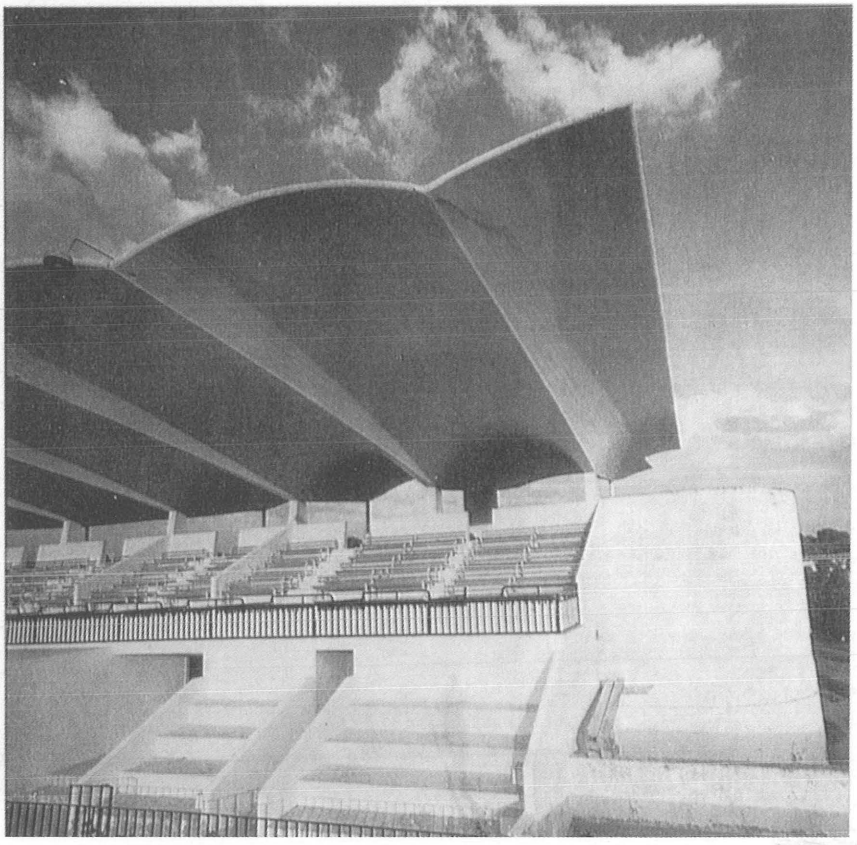


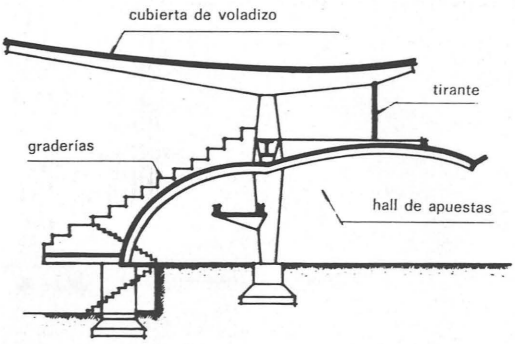
Fig. 22.83. Hiperboloide de revolución del Depósito Elevado del Hipódromo de La Zarzuela. E. Torroja, ingeniero.

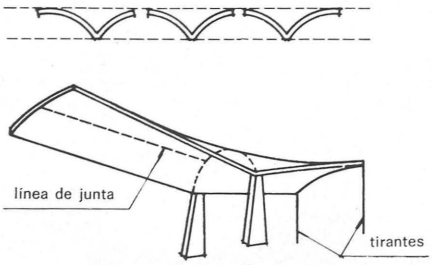
Figs. 22.84 a 22.88. Hipódromo de La Zarzuela, Madrid. Arniches y Domínguez, arquitectos; E. Torroja, ingeniero.

hiperboloides

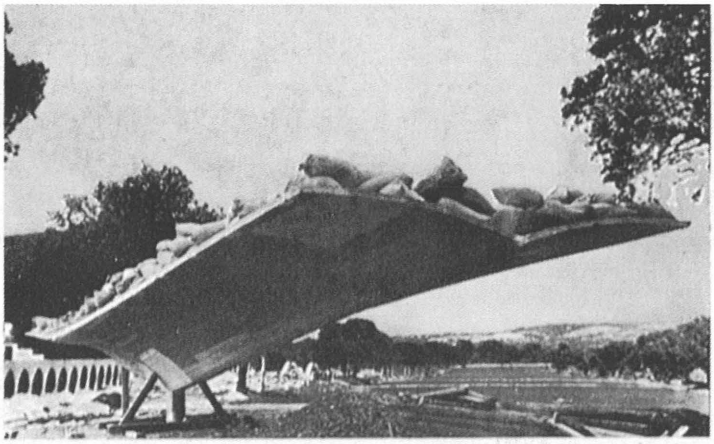


exterior

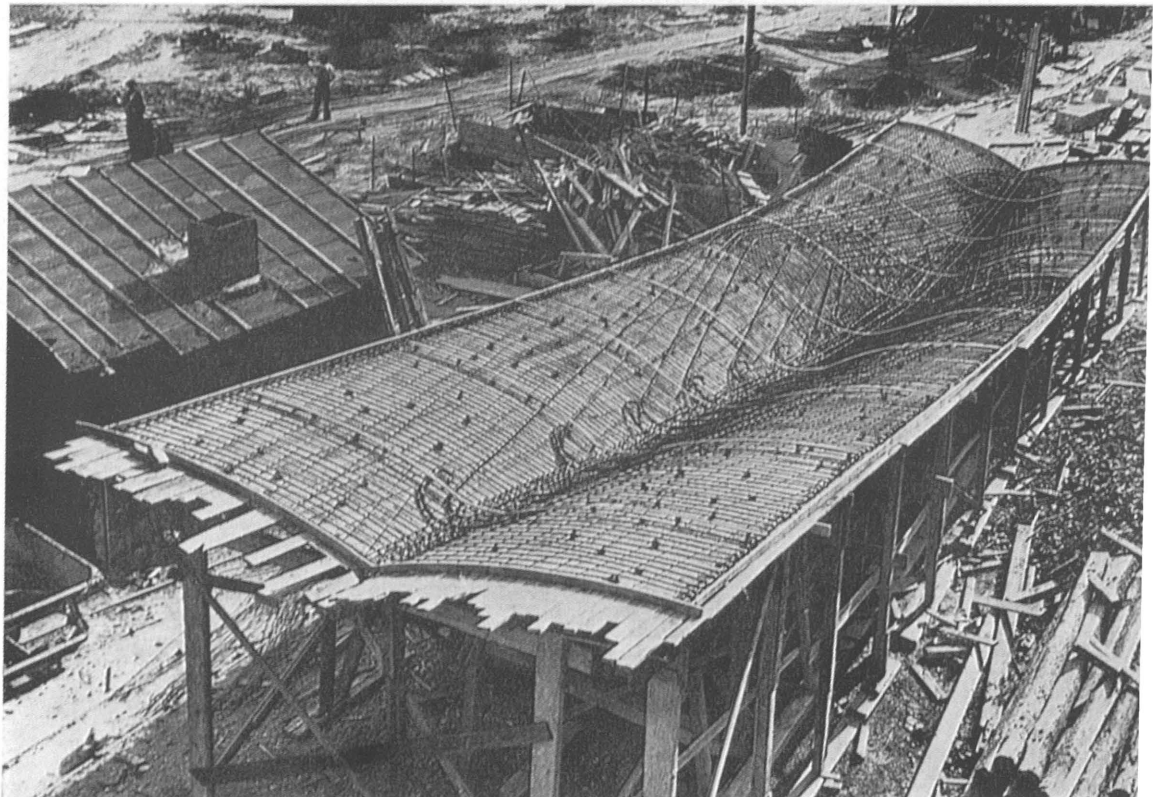


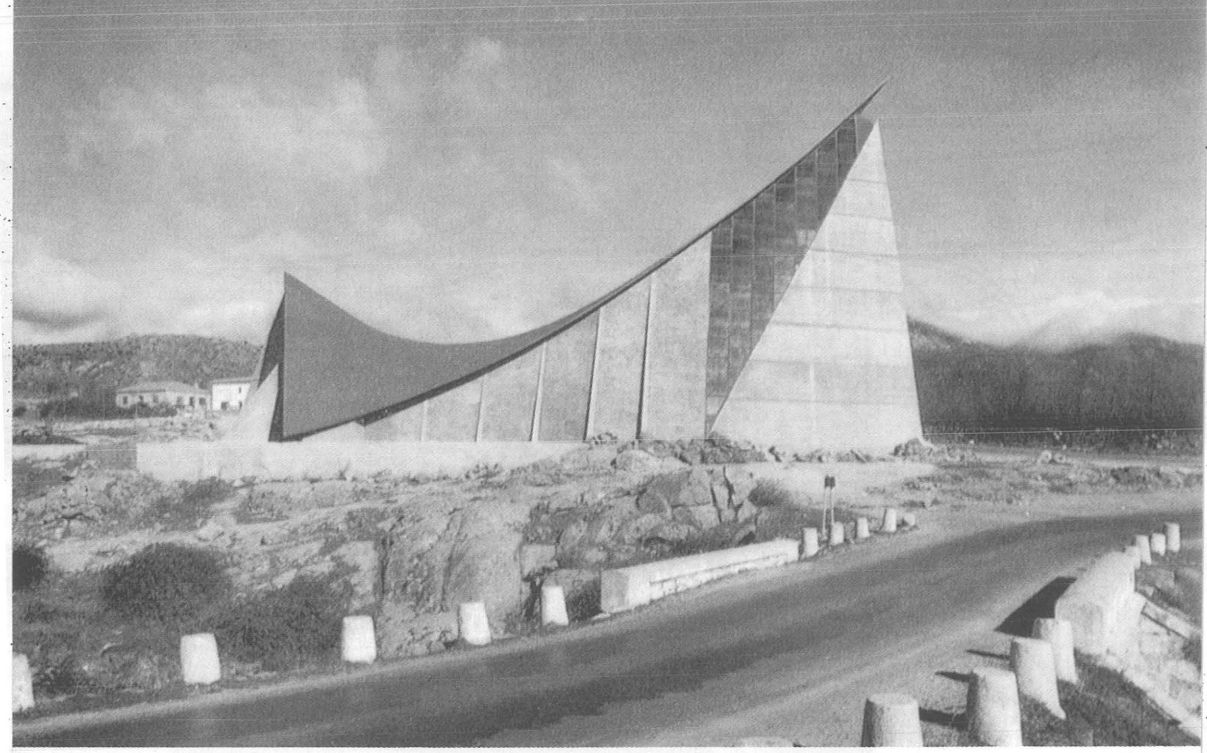


sección
ensayos a pie de obra



armadura de una lámina





paraboloides

Figs. 22.89 y 22.90. Iglesia en Becerril de la Sierra.

Arquitectos: R. Urgoiti y J. Ruiz Castillo.

Sala de la Selva Negra Karlsruhe

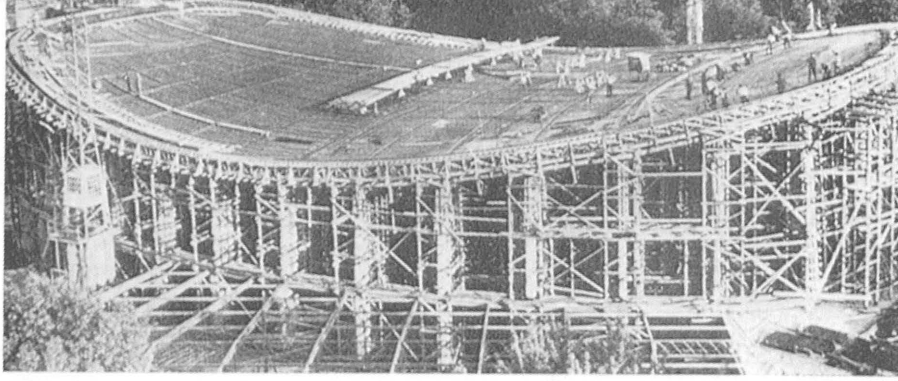


Fig. 22.91. Hormigonado.

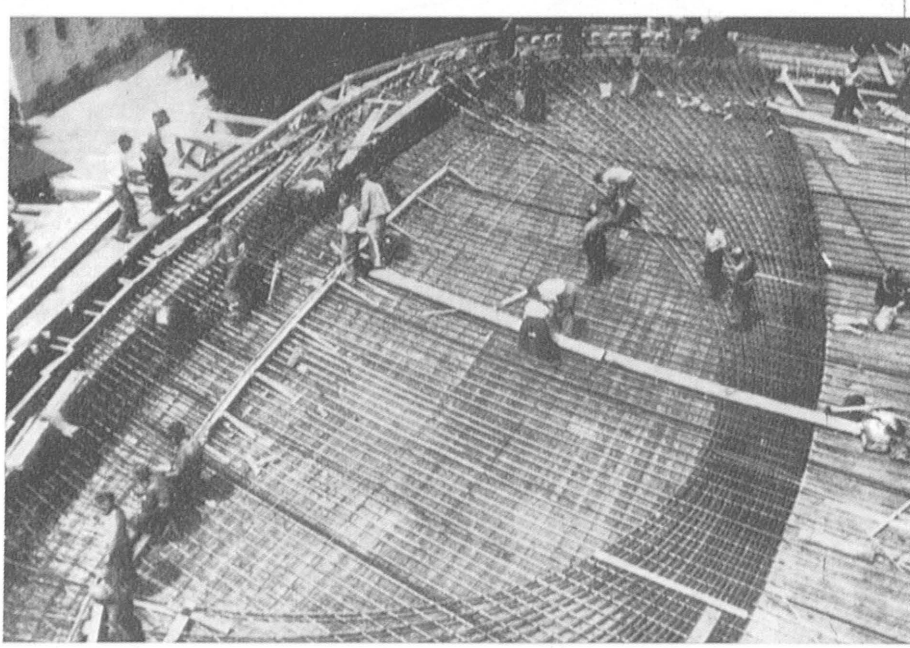


Fig. 22.92. Pretensado.

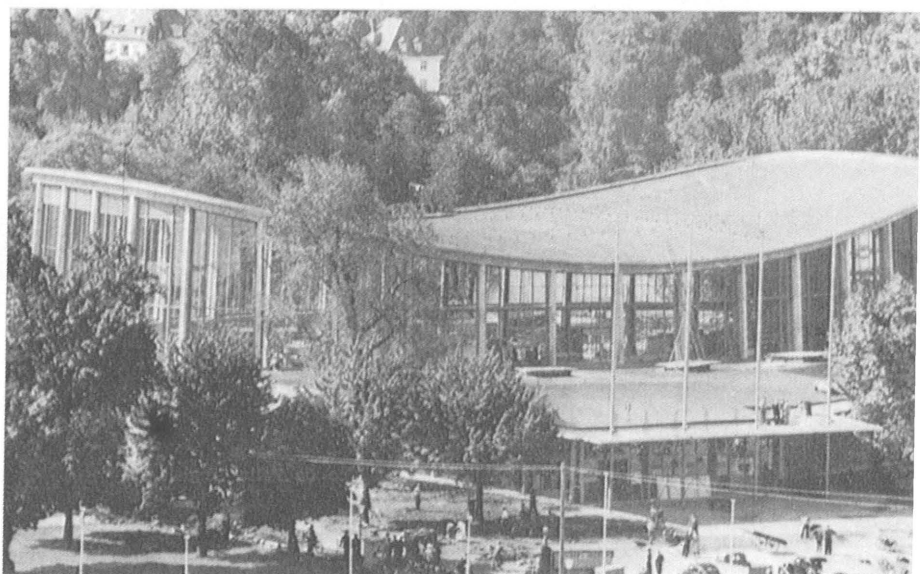
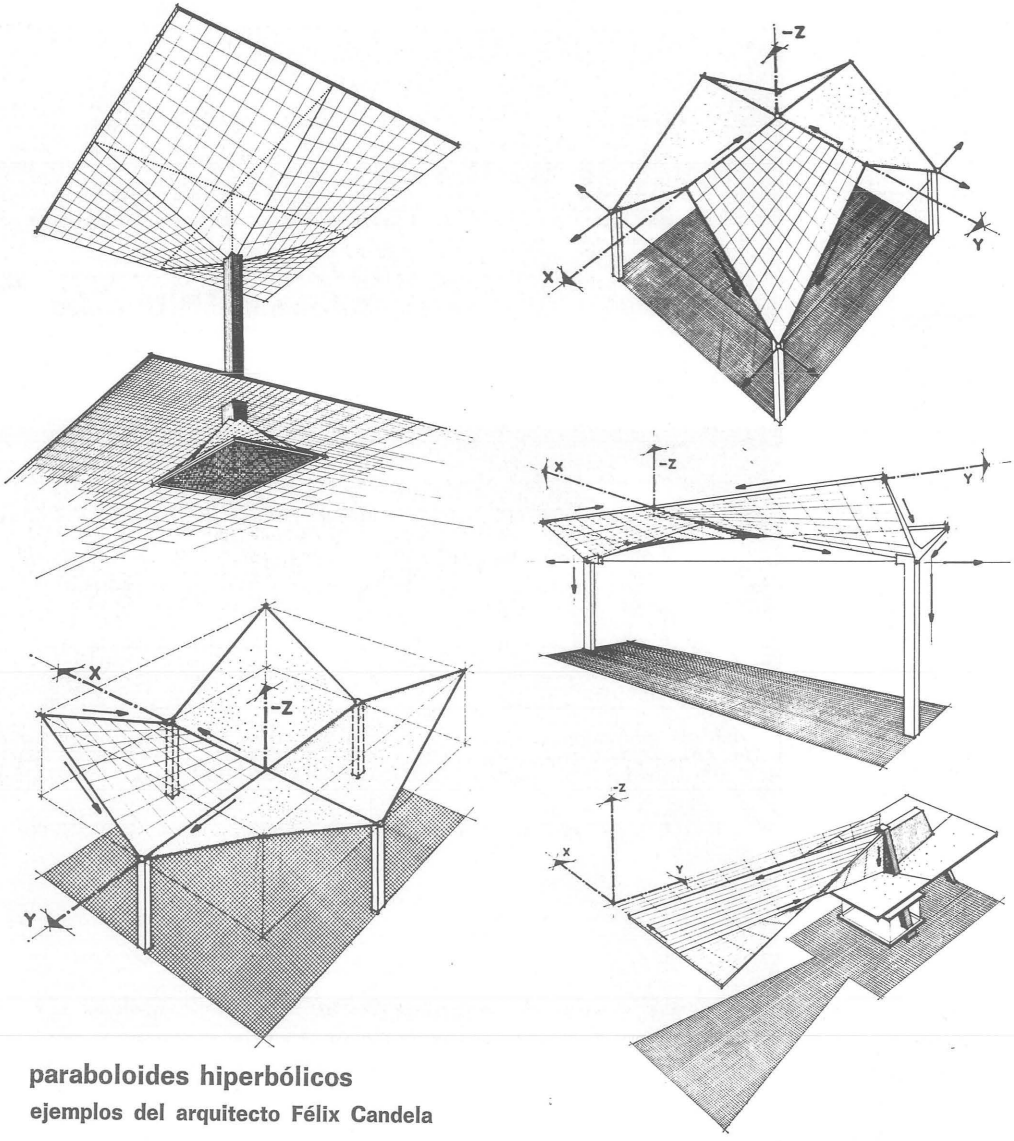


Fig. 22.93. Exterior acabado.



paraboloides hiperbólicos
ejemplos del arquitecto Félix Candela

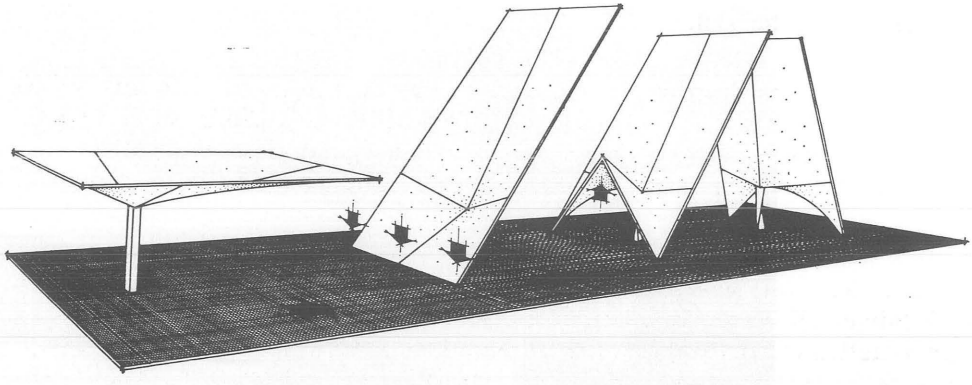


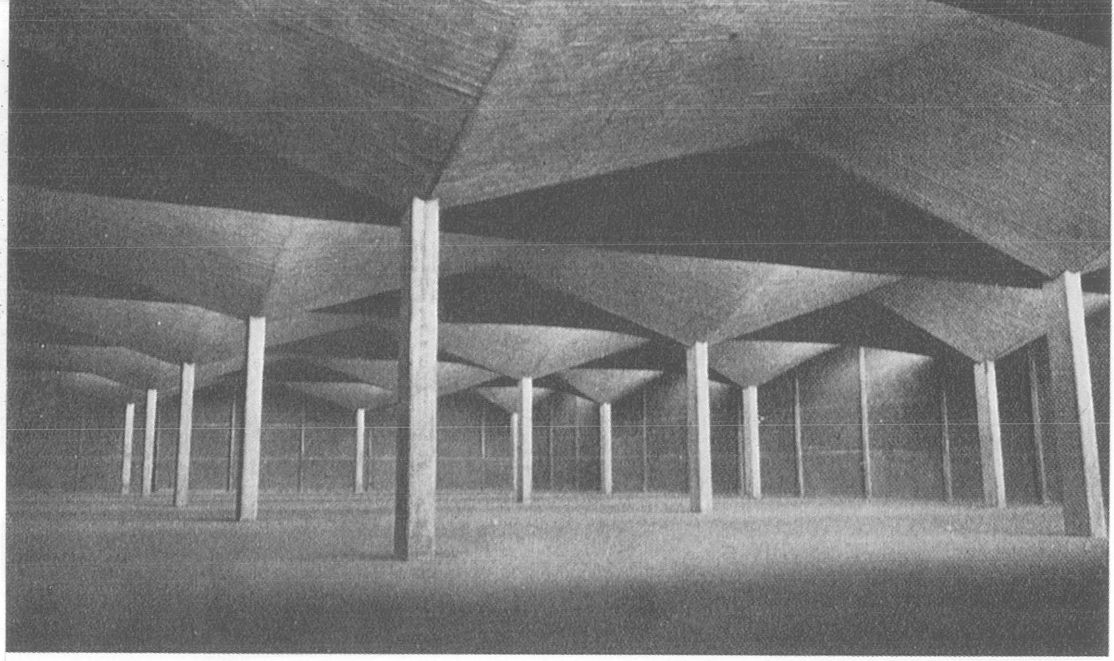
Fig. 22.94. Láminas en paraboloide hiperbólico de Félix Candela.

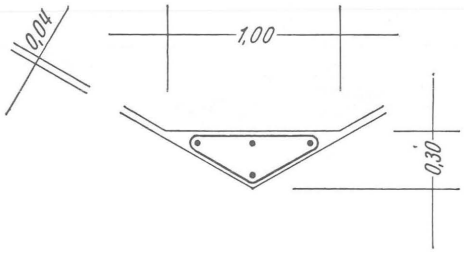
Fig. 22.95. Pabellón de rayos cósmicos de la C. U. de México
F. Candela, arquitecto.

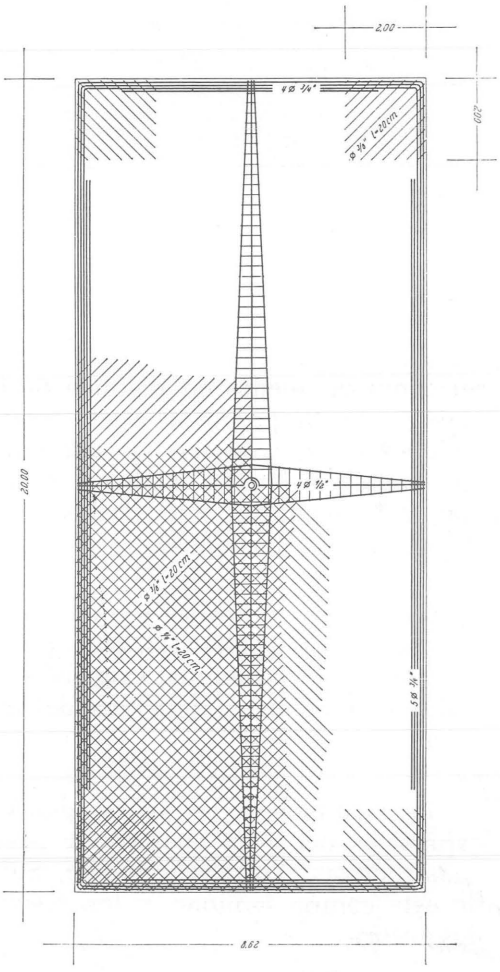
Su comportamiento en régimen de membrana, siempre que sus dimensiones no sobrepasen un cierto límite (20 a 30 m de luz) y que las condiciones de apoyo sean las adecuadas, permiten la organización constructiva de la lámina mediante espesores reducidos —de 4 a 7 cm— y con las armaduras colocadas según las trayectorias de las isostáticas de sus plexos tensionales.

Pero sus apoyos, bordes e intersecciones exigen el estudio de sus solicitaciones y perturbaciones, para poder absorberlas y diluir su influencia en el resto de la lámina, exigiendo, por regla general, el empleo de nervaduras, zunchos y refuerzos del espesor, que en cada caso obliga el cálculo.

En los ejemplos de las figuras pueden verse soluciones particulares bien expresivas del gran abanico de posibilidades formales, estructurales y constructivas. Torroja, Candela, Salvadori... son los grandes maestros de este campo laminar, y los responsables de sus enormes posibilidades futuras.







interior

nervio de refuerzo

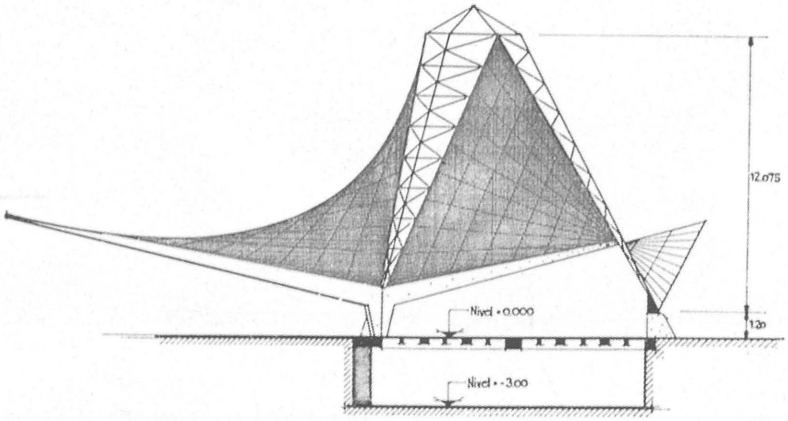
planta de armaduras

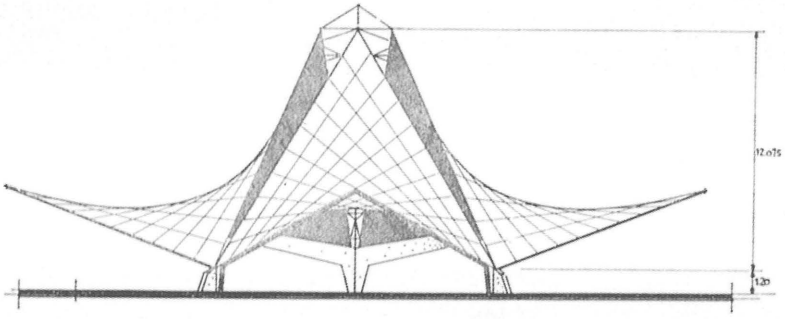
Figs. 22.96 y 22.97. Paraguas, definido por cuatro paraboloides hiperbólicos, de un almacén. F. Candela, arquitecto.

Iglesia de San Vicente Paúl

F. Candela, arquitecto

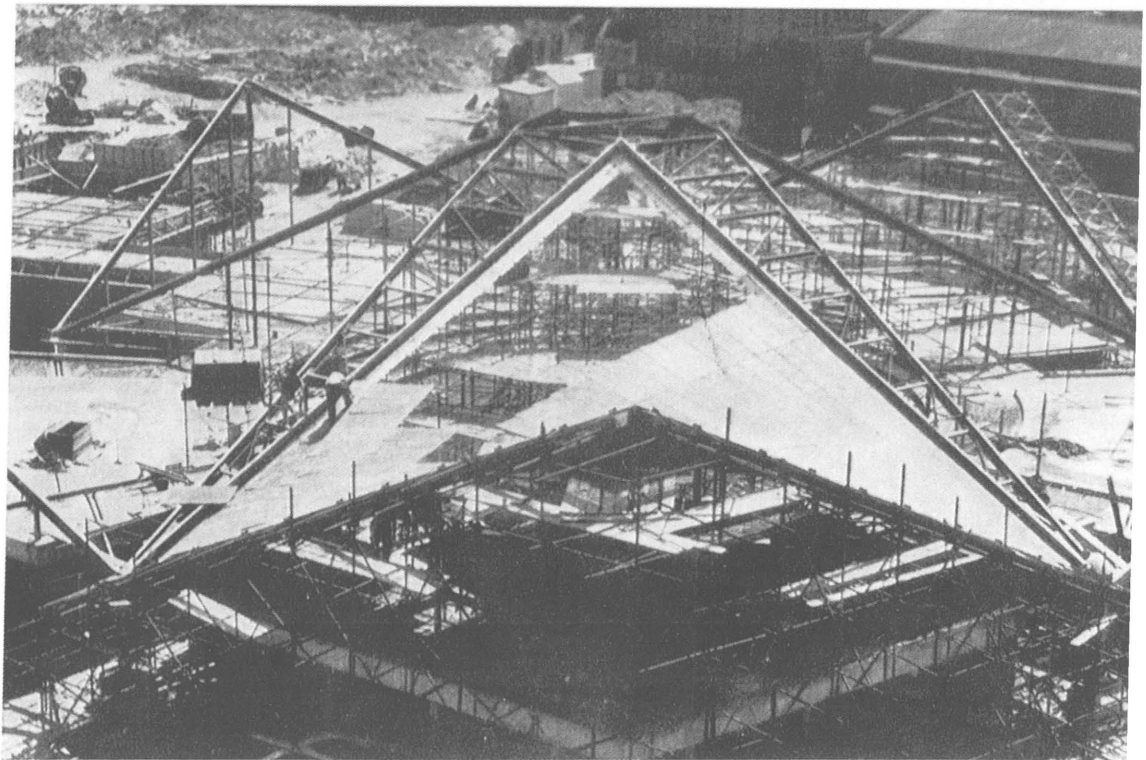
Figs. 22.98 a 22.100.

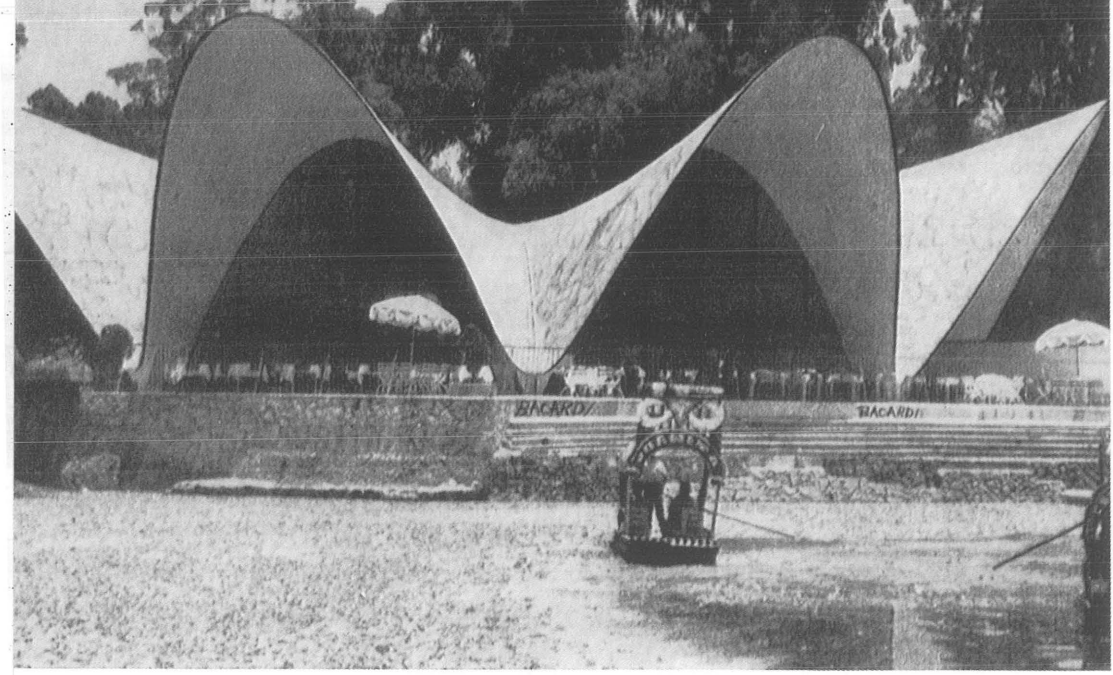




alzados

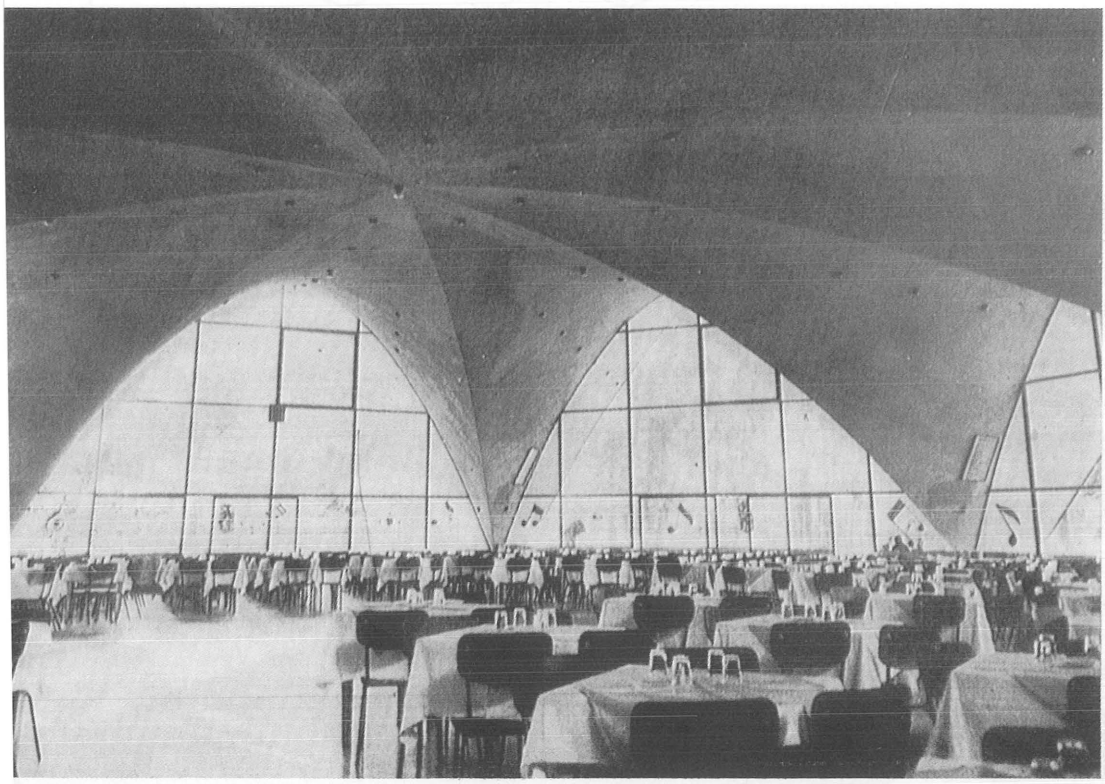
construcción

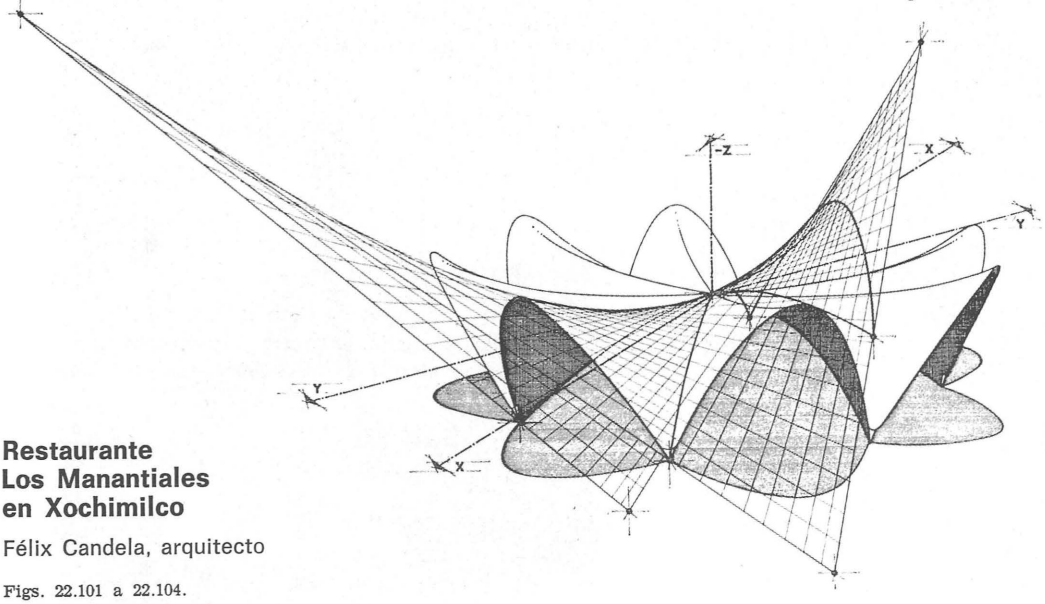




exterior

interior





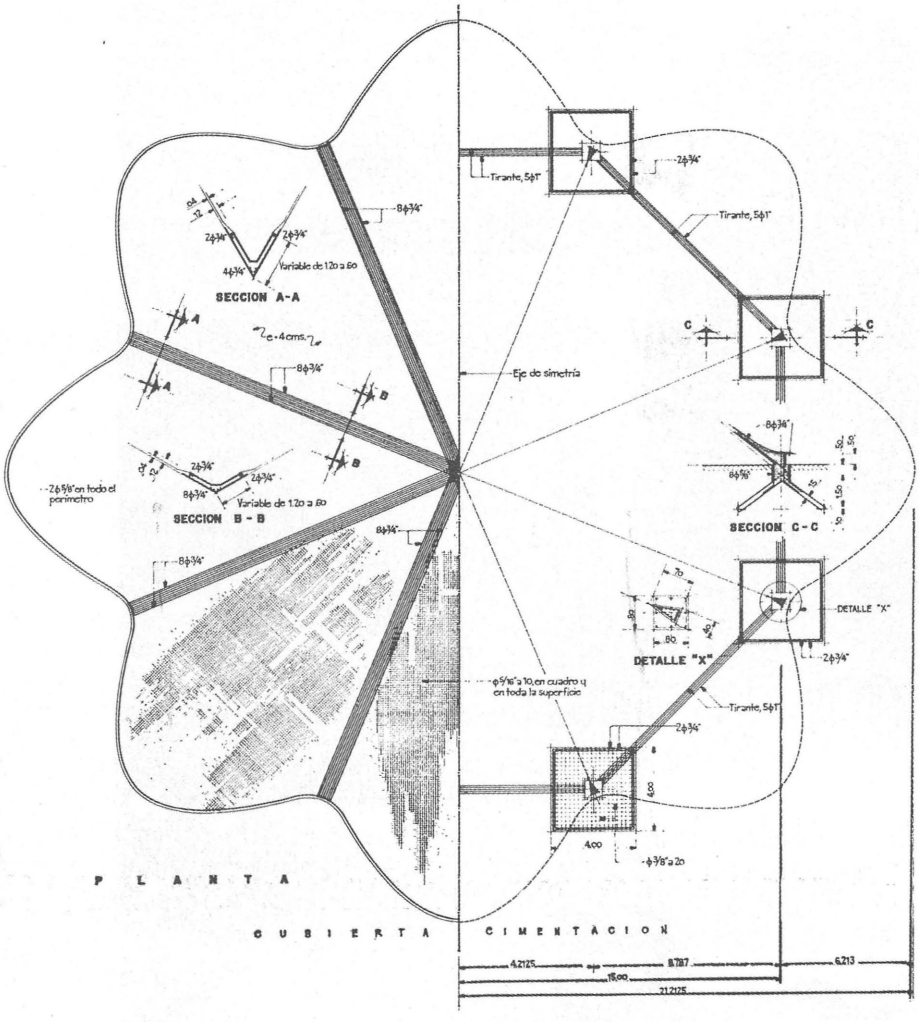
Restaurante Los Manantiales en Xochimilco

Félix Candela, arquitecto

Figs. 22.101 a 22.104.

esquema estructural

planta



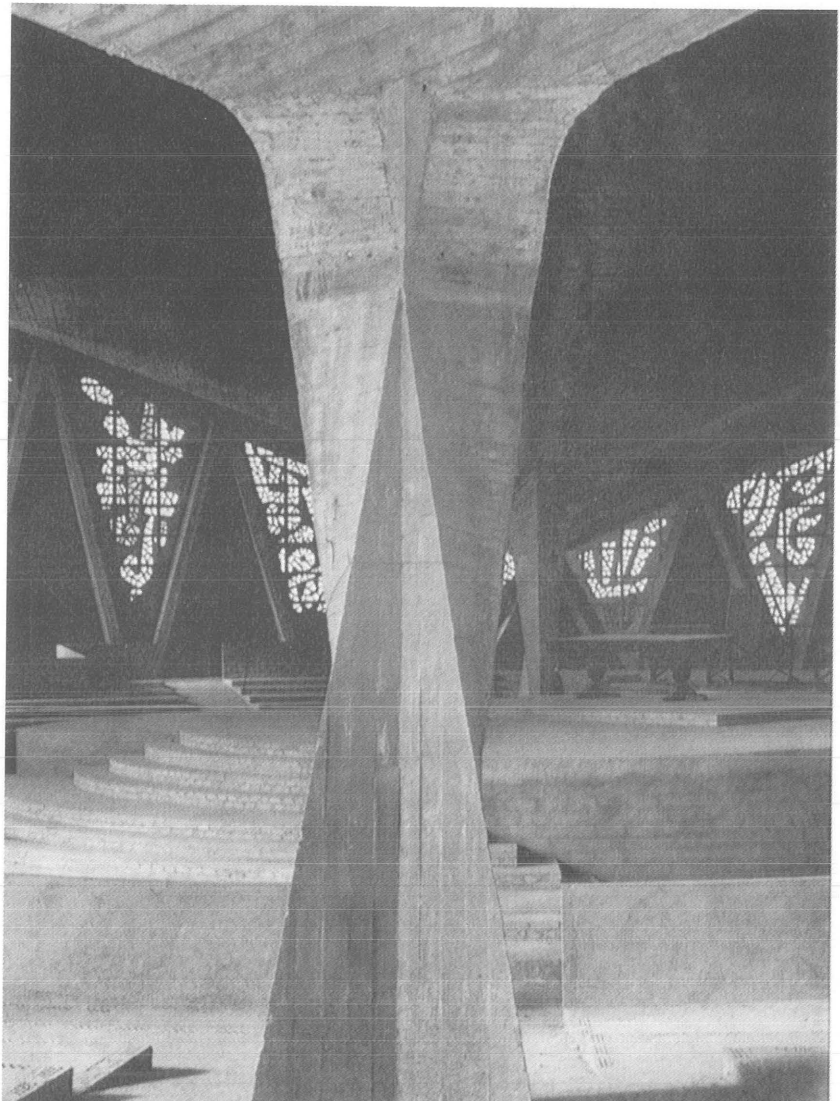
Iglesia en Madrid

E. de la Mora y J. R. Azpiazu, arquitectos
F. Candela, consultor
J. A. Torroja, ingeniero

Figs. 22.105 y 22.106.

exterior

interior



paraboloides

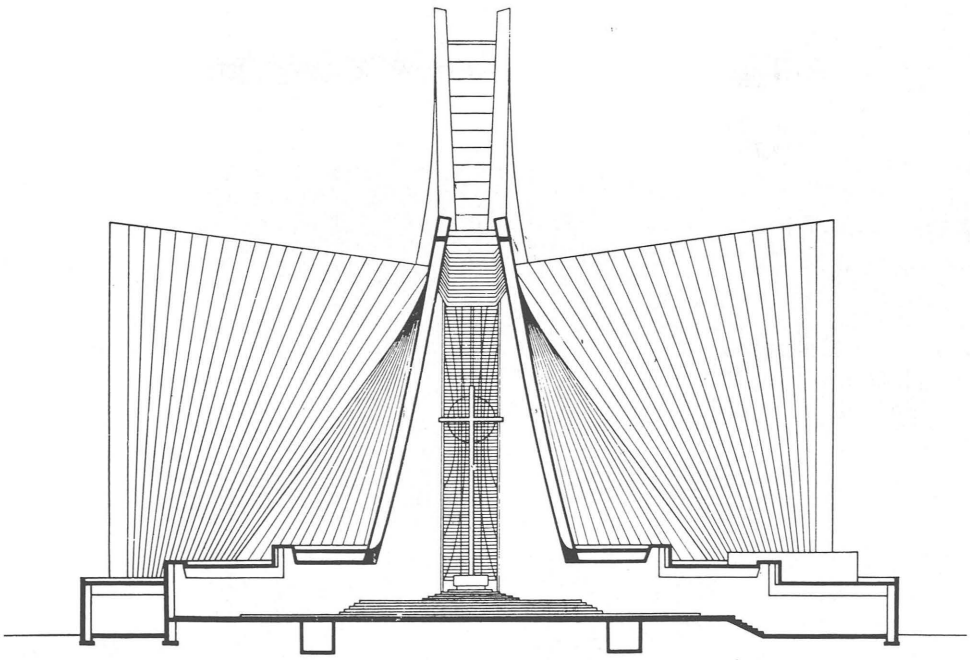
Catedral de Tokio

Kenzo Tange, arquitecto

exterior

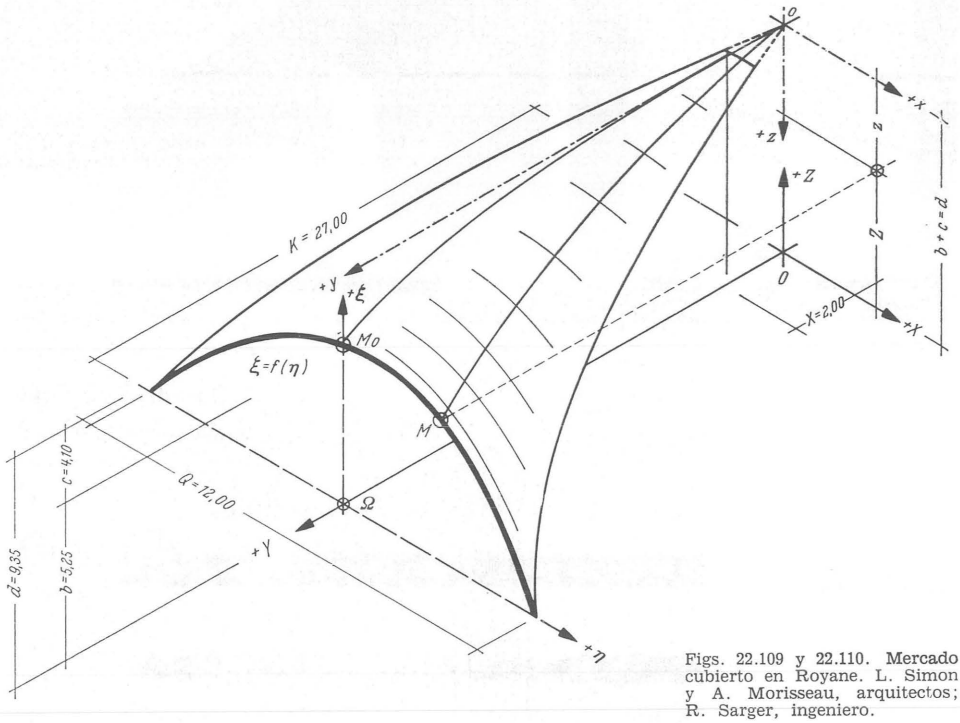
Figs. 22.107 y 22.108.

sección transversal



Laminas libres

La lámina ofrece, pues, múltiples posibilidades en el campo arquitectónico; sus ejemplos de aplicación no son ya tan reducidos. Quizás sea un poco exagerado el destacar tantas facilidades que ofrecen estos nuevos elementos, al mostrar a la lámina independiente de directriz, peso y cálculo, como aquella célebre casa de viguetas que las ofrecía más baratas que nadie porque las suyas no tenían momento flector.



Figs. 22.109 y 22.110. Mercado cubierto en Royane. L. Simon y A. Morisseau, arquitectos; R. Sarger, ingeniero.

Fig. 22.111. Garaje en Londres. Bóvedas tóricas.

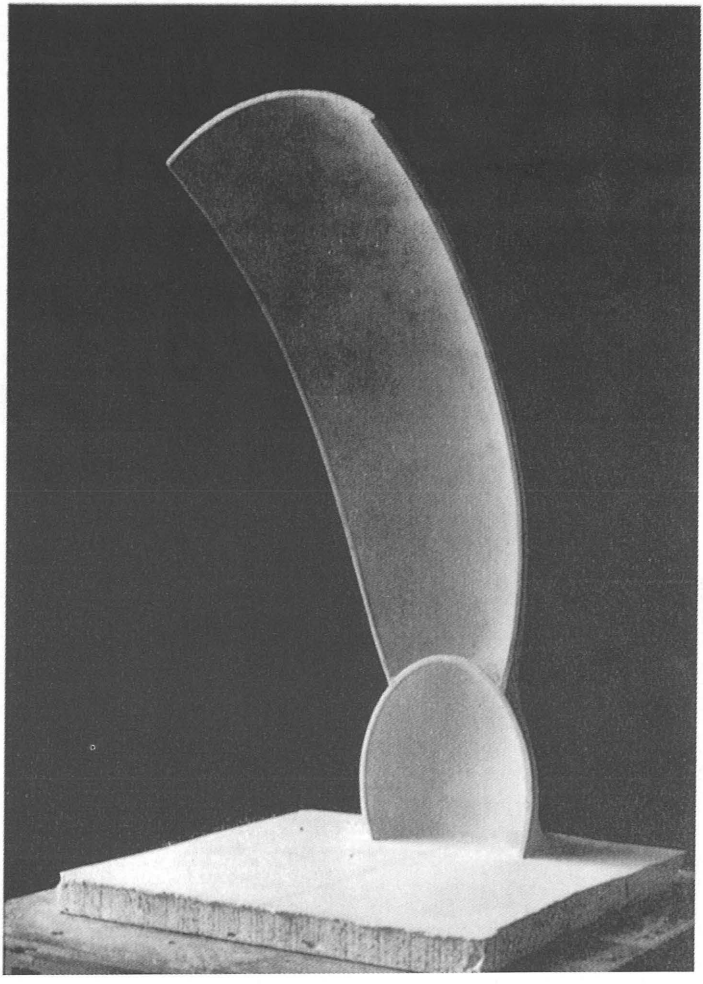


Fig. 22.112. Lóbulo de la Iglesia de Pont de Suert. E. Torroja, ingeniero.

Fig. 22.113. Teatro de la Opera de Basilea. F. Schwarz, R. Gutmann y F. Gdoor, arquitectos; H. Hossdorf, ingeniero.

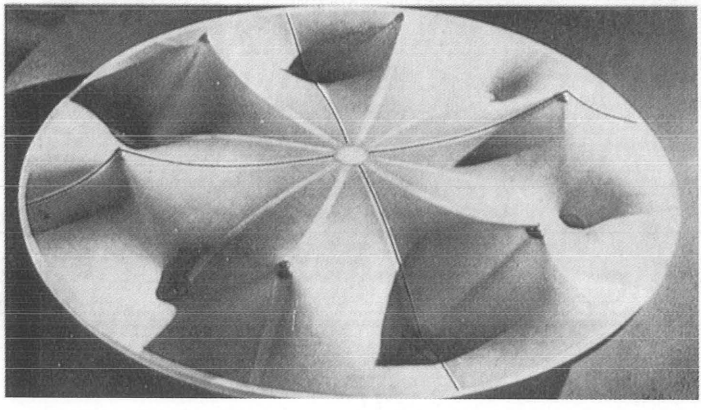


Fig. 22.114. Modelo de Horacio Caminos.

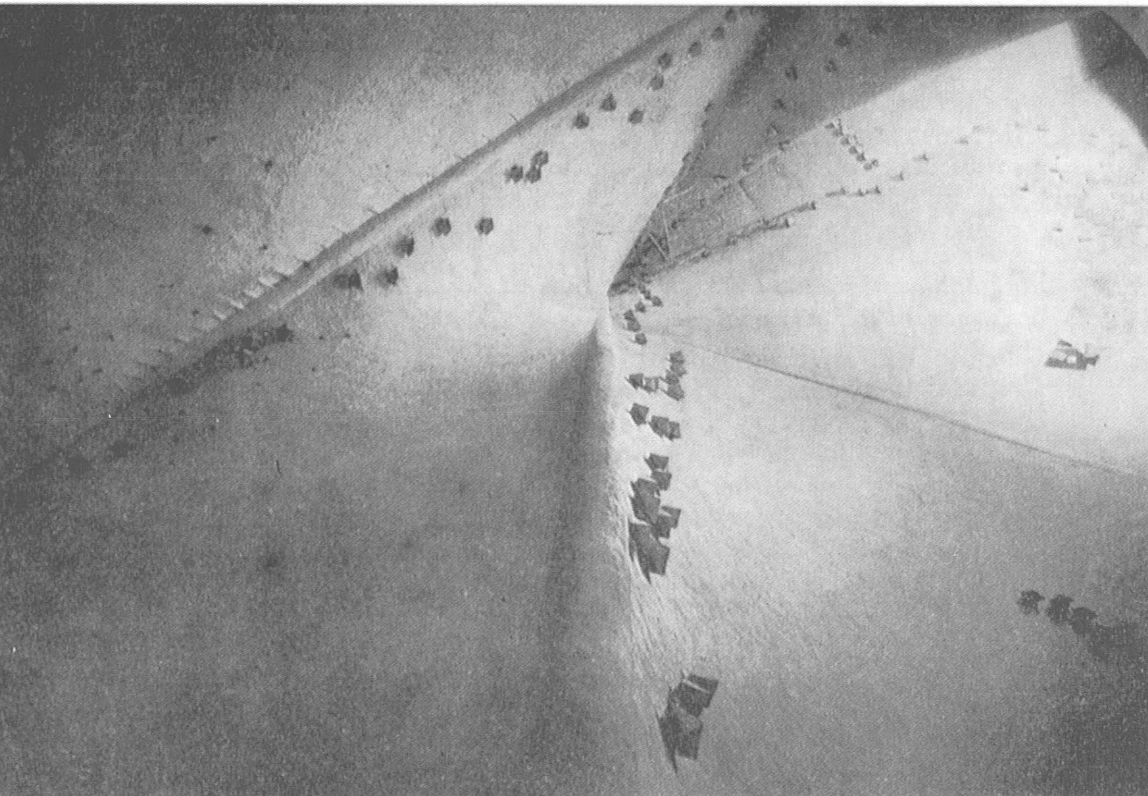
Pabellón Philips

Le Corbusier, arquitecto

Fig. 22.115 y 22.116.

exterior

interior



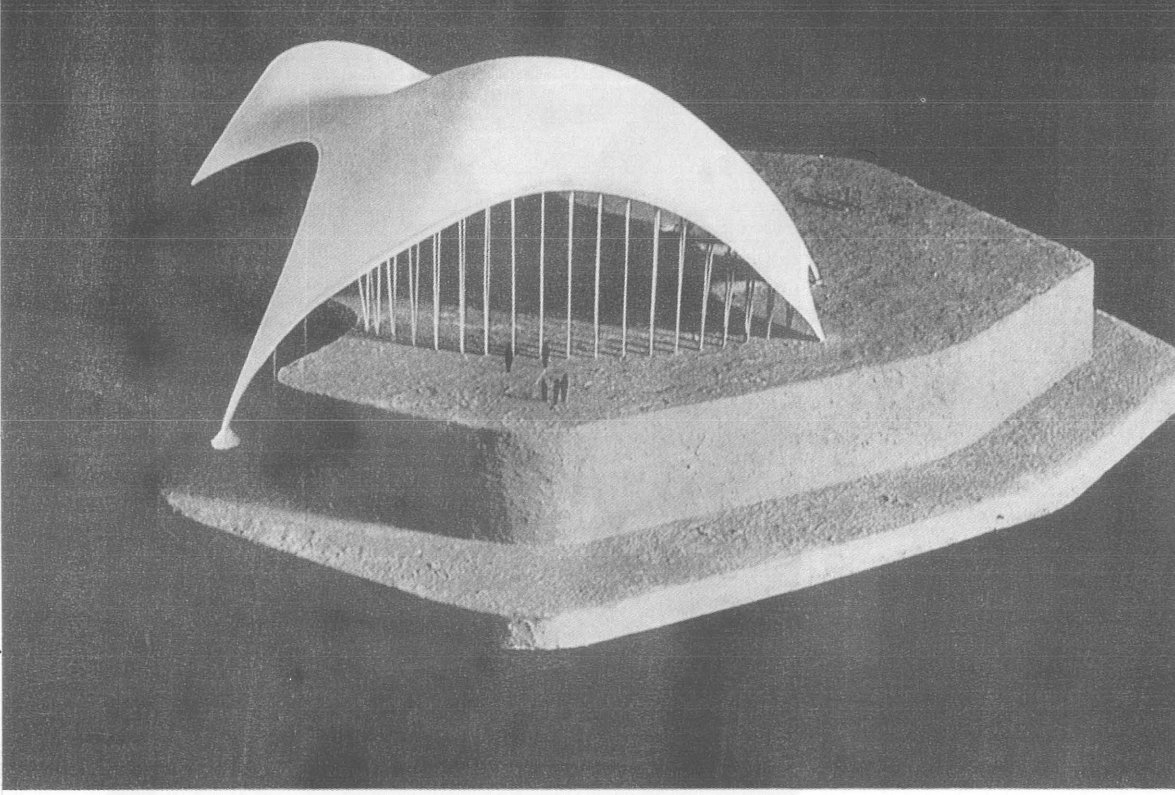


Fig. 22.117. Club Tachira, Caracas. E. Torroja, ingeniero.

Pero si es importante destacar que la lámina es un elemento hoy día fácilmente proyectable, calculable y realizable de forma sorprendentemente económica. Sobre su plástica, es evidente que sus posibilidades formales son infinitas, y no sólo en grandes luces y resolviendo grandes problemas constructivos sino hasta en pequeños ejemplos como puede ser una chimenea, una escalera de incendio, una mesa de altar, un pequeño porche, una marquesina...

La lámina es una realidad arquitectónica capaz de resolver grandes y pequeños problemas, que ofrece una plástica nueva cuya belleza sobrecoge por su originalidad, audacia y sencillez, al par que resuelve espacios fundamentales para la vida del hombre de acuerdo con las exigencias de su espíritu, y eso es hacer Arquitectura.

Una arquitectura nueva, en la que la libertad formal es su característica más acusada, hasta el punto de sobrepasar el vocabulario formal de la geometría clásica para llegar a formas de una geometría más compleja, o inclusive regidas por leyes caprichosas de una arquitectura escultórica. Ronchamp, Club Táchira... son ejemplos de un nuevo camino apenas iniciado.

23 ejecución de láminas

Planteamiento general ☆ Hormigón ☆ Armaduras
Con encofrado ☆ Prefabricadas ☆ Colgadas ☆ Proyectadas

Planteamiento general

Los problemas fundamentales que plantea la ejecución de una lámina son: encofrado, colocación de armaduras y hormigonado.

El problema de la construcción del encofrado es el más grave, ya que en cuanto que la forma de la lámina es un poco complicada, la ejecución del encofrado ofrece tales dificultades que llega a caer en el campo de la antigua construcción naval, de cascos de buques de madera. Pero esta solución, siempre posible, es tan costosa, que supera con creces el coste del encofrado al de la propia lámina. Por ello, las estructuras laminares construidas con encofrado continuo de madera, tienden a la economía del mismo buscando las superficies de forma más sencilla: láminas de una sola curvatura (cilíndricas), plegadas y regladas.

¿Cómo reducir el costo del encofrado sin coartar la libertad formal de la lámina?... Las soluciones son muy variadas, y van desde la supresión total del encofrado, al empleo de encofrados perdidos, o a la prefabricación, o a técnicas especiales de puesta en obra del hormigón. En función de ello se pueden clasificar los distintos procedimientos de ejecución de láminas, del siguiente modo:

1. CON ENCOFRADO
   - RECUPERABLE
   - PERDIDO
2. PREFABRICADAS
   - TOTALMENTE
   - PARCIALMENTE
3. COLGADAS
   - POR GRAVEDAD
   - CON TENSION
4. PROYECTADAS
   - SOBRE HINCHABLES
   - TEJIDOS PERDIDOS
   - PANTALLAS DESLIZANTES

Con respecto a la colocación de las armaduras, en general, la única dificultad que ofrece es su laboriosidad, con muchos puntos de cruce a atar, y con muchas trayectorias a realizar. Se simplifica, no colocando las armaduras de acuerdo con las trayectorias del plexo tensional, sino en cuadrícula, ya que su indeformabilidad en su plano le faculta para la absorción de esfuerzos diagonales. Por otro lado, el reducido espesor de la lámina cuando trabaja como membrana, y la no existencia de esfuerzos fuera de sus planos tangentes, es decir, de flexiones, permiten colocar la armadura en una sola capa, en posición centrada, salvo problemas locales de borde o puntos singulares. De todos modos, es preciso conocer el plexo tensional de la superficie, con objeto de conocer y estudiar las direcciones de las isostáticas. Esto se consigue mediante el ensayo en modelo reducido; y en el caso de que las armaduras sean de mallazo o cuadrícula, se refuerzan los puntos singulares mediante armaduras suplementarias que tienden a coser las líneas de rotura apreciadas durante el ensayo.

Hormigón

La resistencia característica del hormigón utilizado en la construcción de láminas estará comprendido entre 200 y 400 kp/cm^2.

Salvo justificación en contrario, no se construirán láminas con espesores de hormigón menores de los siguientes:

— láminas plegadas: 9 cm;

— láminas de simple curvatura: 7 cm;

— láminas de doble curvatura: 5 cm,

admitiéndose rebajar dichos límites en el caso de pequeñas unidades laminares prefabricadas, si bien se recomienda no emplear nunca espesores menores de 3 cm.

La terminación del encofrado, la ejecución del hormigón, la puesta en obra del mismo y las operaciones de desencofrado se ajustarán a las más estrictas normas de buena práctica, debiendo evitarse todo movimiento accidental de la lámina encofrada durante la construcción.

En general, el espesor de las láminas no viene determinado por necesidades de resistencia, sino por otras consideraciones: condiciones de deformación, seguridad al pandeo, recubrimientos de armaduras, garantía de buena ejecución, etc.

Con tan pequeños espesores, cualquier error de ejecución tiene una importancia relativa apreciable, por lo que es imprescindible extremar

los cuidados. En particular, debe estudiarse, en cada caso, el plan de hormigonado.

En cuanto al hormigonado, se realiza generalmente con encofrado a una sola cara, ofreciendo los inconvenientes de controlar bien la uniformidad del espesor, el grado de compactación y el acabado superficial. Si la pendiente de la superficie sobrepasa en alguna zona los 40°, es necesario recurrir al doble encofrado, o mejor aún, a emplear técnicas de revocador, hormigonando con llana por capas sucesivas, o con hormigón proyectado (gunitado).

Dado el reducido espesor de las láminas, deben emplearse cementos de alta resistencia (P-450 y P-550), pues no existe peligro de fisuración por retracción, ya que el enfriamiento superficial reduce notablemente el incremento de temperatura durante el proceso de fraguado. De todos modos hay que cuidar el curado, procurando mantener húmeda la superficie exterior, y protegida de las temperaturas extremas, por soleamiento directo o helada.

Armaduras

Las disposiciones que a continuación se incluyen tienen un carácter recomendativo:

a) En aquellas zonas de la lámina en que sean determinantes los esfuerzos membrana, y salvo justificación especial, el trazado de las aramduras no deberá desviarse en más de 10° de la dirección de los esfuerzos principales de tracción.

b) Las armaduras de la lámina se colocarán en posición rigurosamente simétrica respecto a la superficie media de la misma.

c) La cuantía mecánica en cualquier sección de la lámina cumplirá la limitación:

$$\bar{\omega} \leqslant 0{,}30 + \frac{50}{\sigma'^{*}_{b}}$$

en la que σ'^{*}_{b} es la resistencia de cálculo del hormigón a compresión, expresada en kp/cm².

d) Si el espesor de la lámina es igual o superior a 7 cm, se dispondrán, próximas a los paramentos y en posición simétrica respecto a la superficie media, dos mallas ordinarias formadas como mínimo por alambres Ø 8; a 30 cm entre sí o dos mallas electrosoldadas de alambres Ø 5; a 20 cm entre sí. Si el espesor de la lámina es inferior a 7 cm podrán sustituirse las dos mallas mencionadas por una sola, colocada en la superficie media.

En uno y otro caso, estas mallas podrán descontarse de las armaduras exigidas por el cálculo.

e) La distancia entre armaduras principales no será superior a:

— tres veces el espesor de la lámina si se dispone una malla en la superficie media;

— cinco veces el espesor de la lámina si se disponen mallas junto a los dos paramentos.

f) Los recubrimientos de las armaduras cumplirán las condiciones generales exigidas en la Instrucción EH.73, admitiéndose reducirlos, para barras de $\varnothing \leqslant 14$, a los valores siguientes:

— en paramento exterior con superficie protegida: 1 cm;

— en paramento exterior con superficie no protegida: 1,5 cm;

— en paramento interior con ambiente seco: 1 cm.

El incumplimiento de la disposición *a)* podría originar efectos locales cuya influencia habría que considerar en cada caso.

El resto de las recomendaciones son fruto de la experiencia existente y conviene respetarlas siempre, salvo razones muy justificadas.

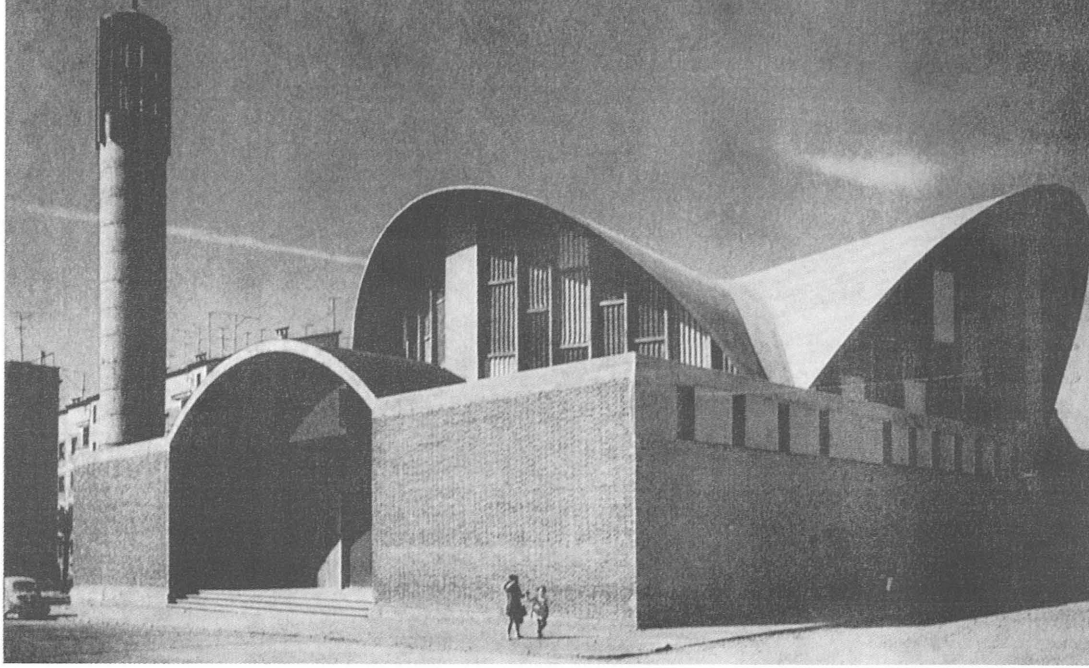
Con encofrado

La ejecución de láminas con encofrado ofrece dos técnicas bien diferentes según que se trate de encofrados recuperables o perdidos, circunstancia que influye no sólo en el material a emplear sino también en sus formas más generales de aplicación, como se puede ver a continuación:

1. Encofrados recuperables

Constituyen el caso más general, y en ellos es la madera el material que continúa conservando su primacía, por sus características idóneas como molde del hormigón, y por sus grandes posibilidades formales.

Efectivamente, la madera proporciona al hormigón: sus texturas superficiales más gratas; la mejor protección térmica y humídica del hormigón fresco; la mayor facilidad de desencofrado, y la estanquidad necesaria. Y junto a ello, la libertad formal es completa, ya que buena prueba de ello son los toneles, cascos de barcos y cúpulas bulbiformes. ¿Cuáles son, pues, los inconvenientes de su uso? Exclusivamente uno: su costo.



exterior

interior

Por ello, los encofrados de madera recuperables se aplican preferentemente en aquellas soluciones laminares más simples, constituidas por:

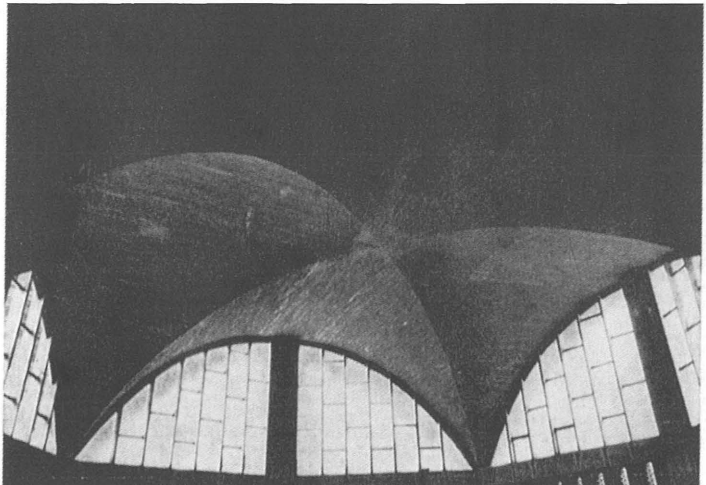
a) Láminas plegadas, definidas por superficies planas que se cortan en aristas o vértices de ángulos diedros.

b) Láminas cilíndricas, o de simple curvatura, y sus intersecciones en bóvedas por aristas, o en rincón de claustro.

c) Láminas regladas, de doble curvatura, pero con directrices rectas: conoide, paraboloide e hiperboloide.

Iglesia en Reus

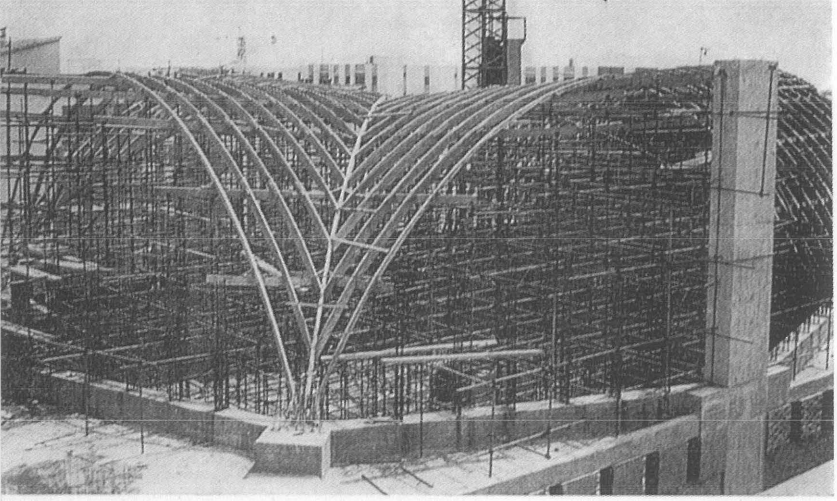
Arquitecto: L. Albín
Ingeniero: F. del Pozo



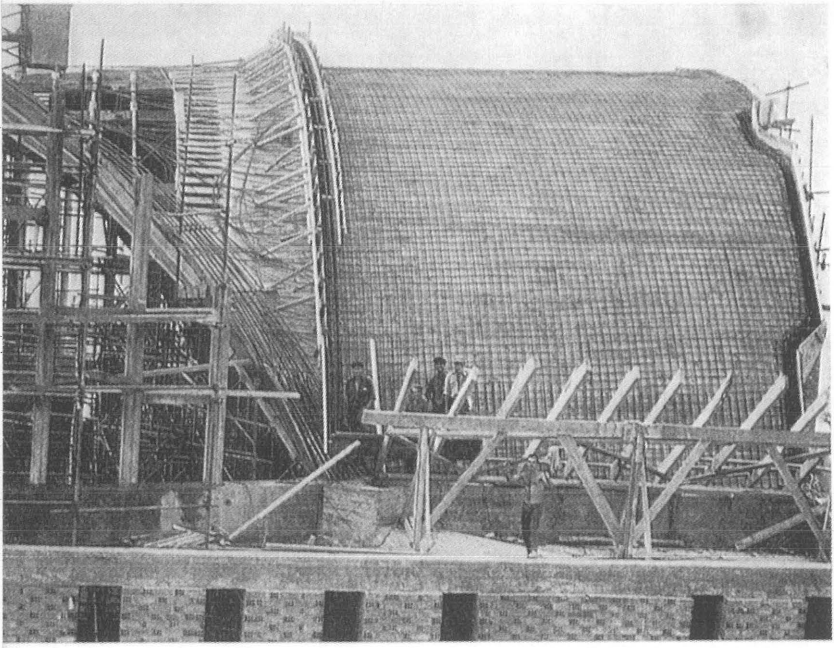
Figs. 23.1 y 23.2.

Iglesia en Reus

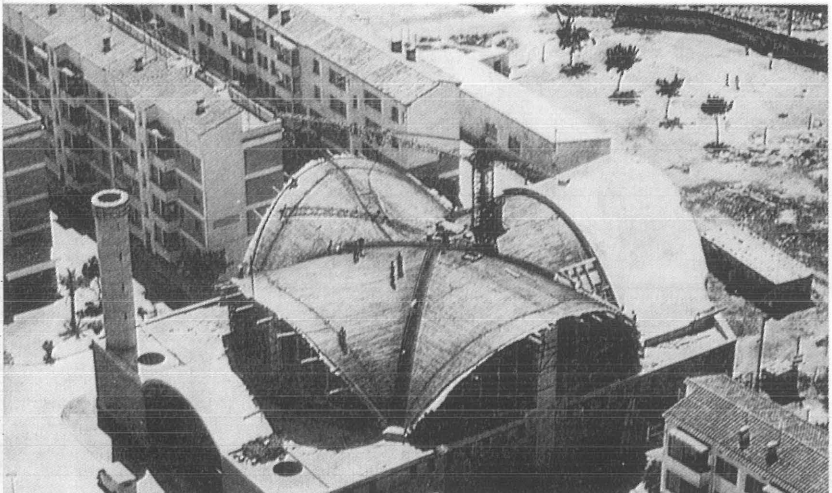
Figs. 23.3 a 23.5.



cimbra



encofrado



armaduras

Fig. 23.6. Refuerzo de arista.

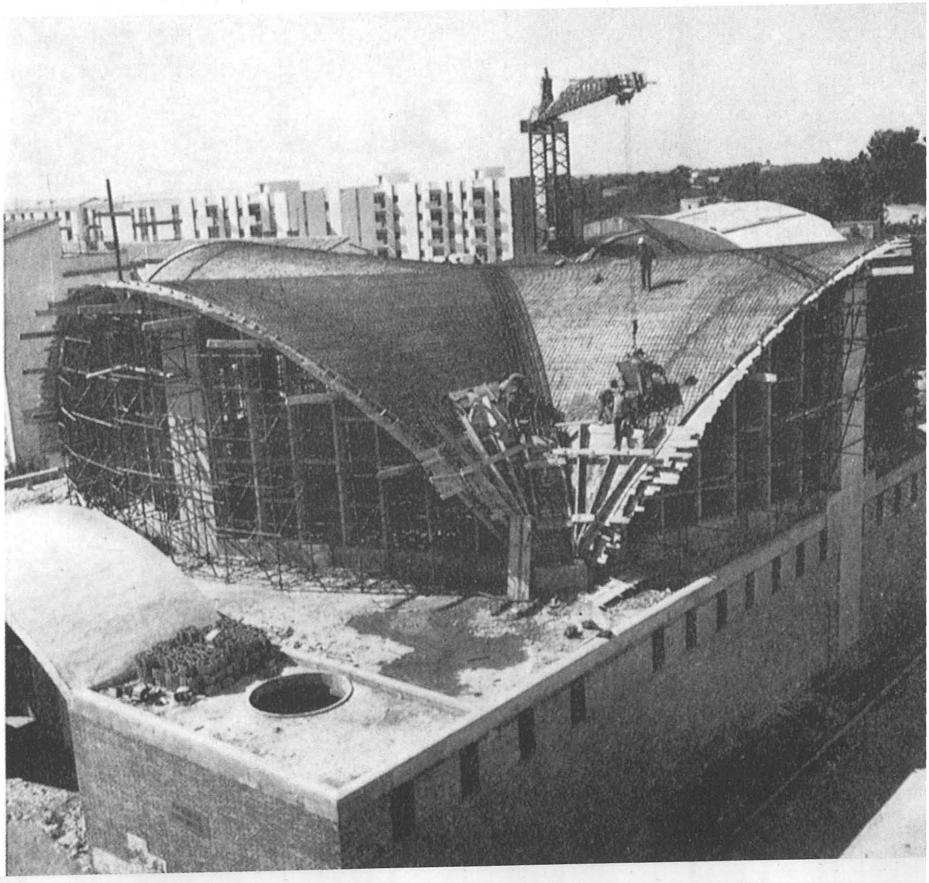
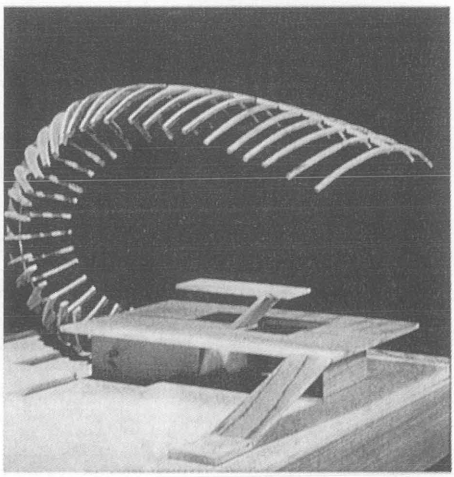
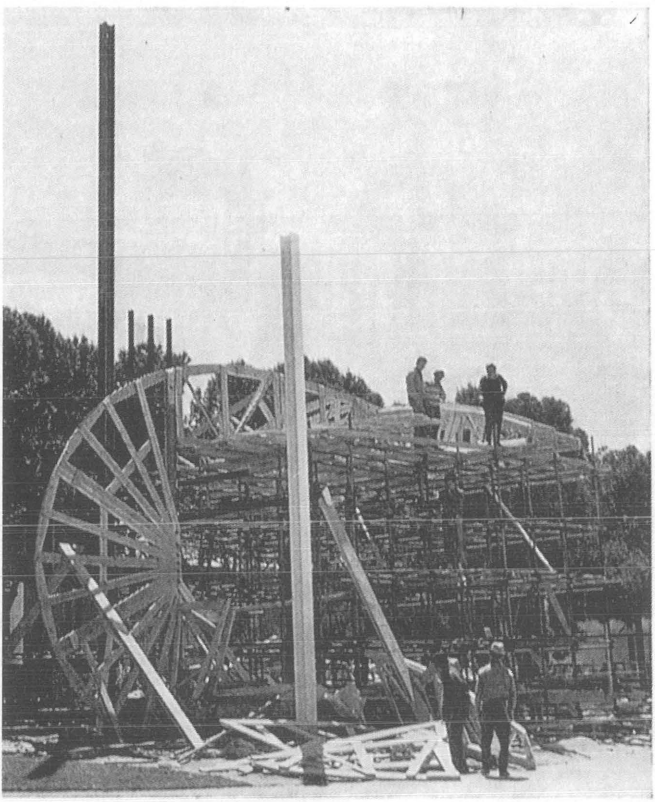


Fig. 23.7. Hormigonado.

También se emplea el encofrado de madera, pese a su elevado costo, en soluciones excepcionales, de muy difícil ejecución (Hotel La Concha, en San Juan de Puerto Rico) o en aquellas otras que pese a su dificultad, sus múltiples usos conducen a soluciones económicas pese a su elevado costo unitario.



Cuando el encofrado es plano, las tablas a tope definen una superficie perfectamente plana y continua; si se trata de superficies de simple curvatura hay que falsear los cantos para evitar la producción de cejas; y si se trata de superficies de doble curvatura, aunque sean regladas, hay que emplear tablas de poca anchura para reducir los resaltos o acuchillar superficialmente la superficie obtenida para eliminarlos.



costilla laminar

F. Cassinello, arquitecto

J. A. Torroja, R. Fernández y F. Morán, ingenieros

Fig. 23.8. Maqueta.

Fig. 23.9. Cimbra de la directriz.

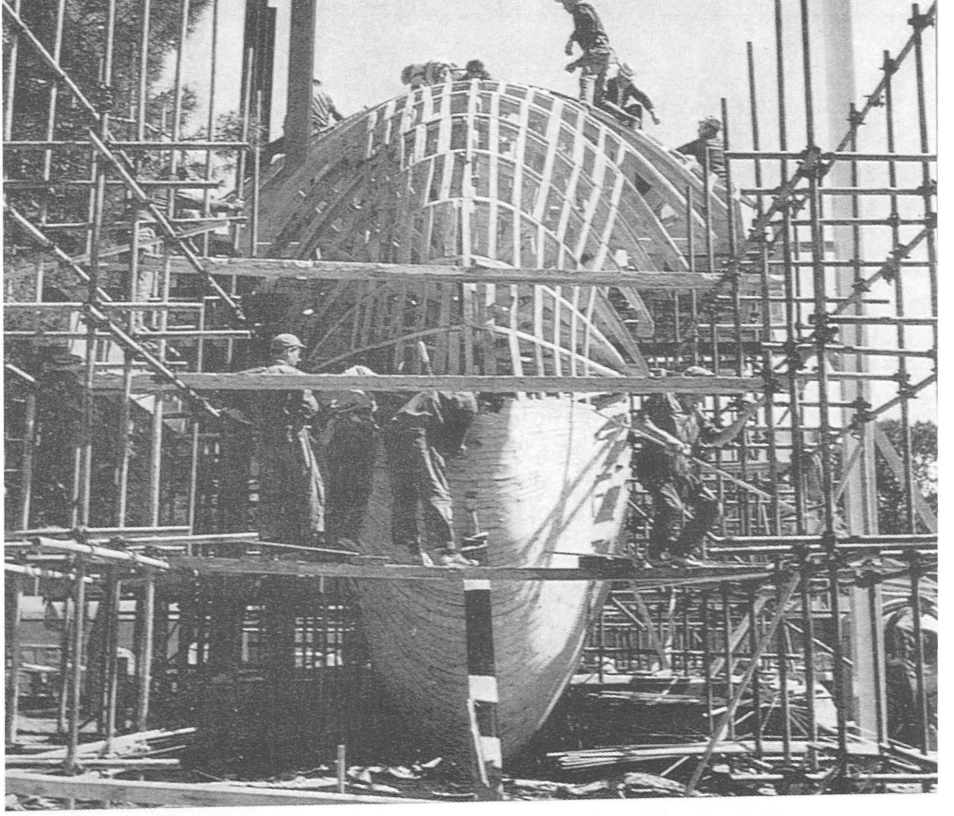


Fig. 23.10.
Detalle
de encofrado.

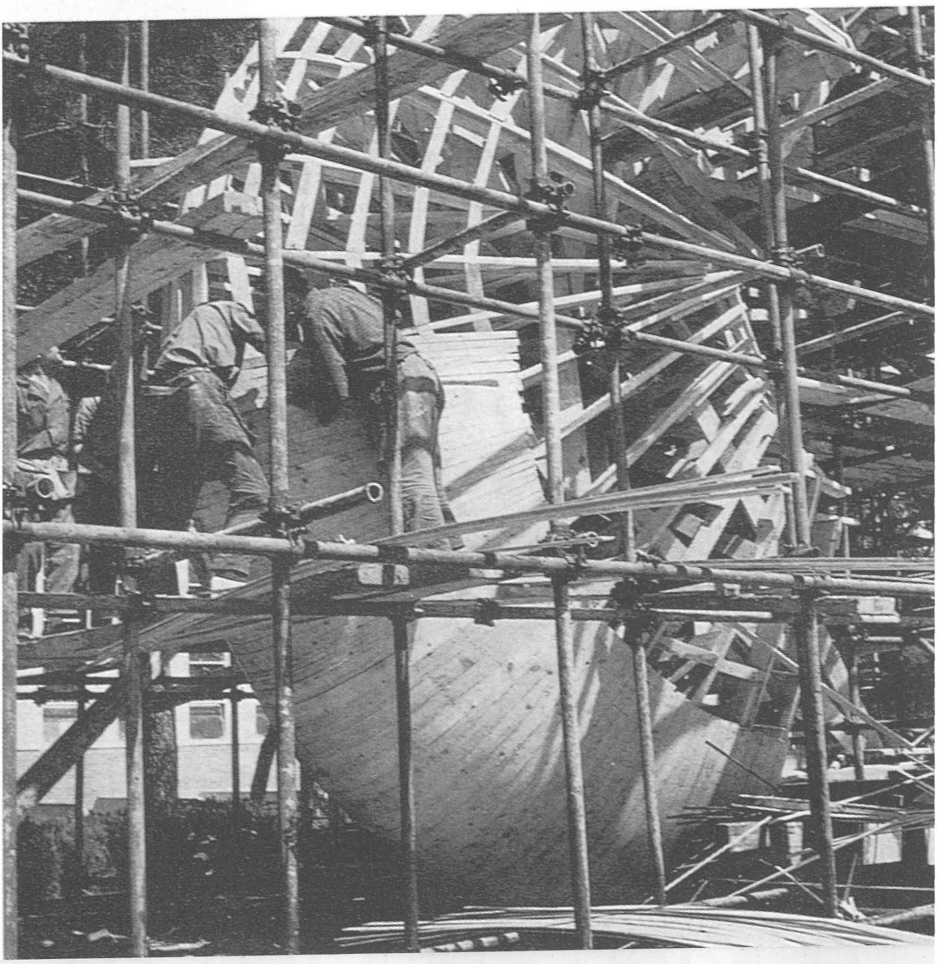


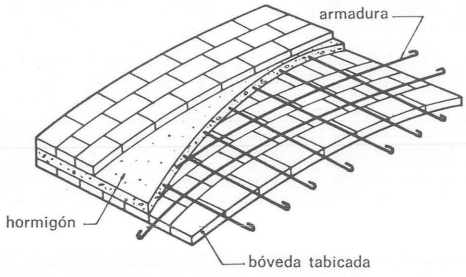
Fig. 23.11.
Detalle
de encofrado

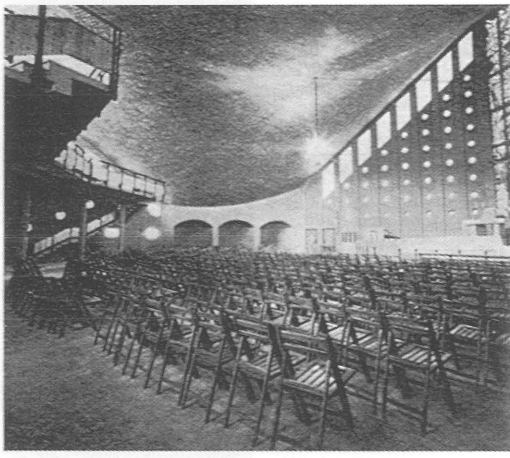
2. Encofrados perdidos

Una forma eficaz de reducir el costo del encofrado consiste en sustituir la continuidad de su superficie por una serie de líneas en las que se apoyan las piezas, generalmente de cerámica, que hacen de encofrado perdido.

A este grupo corresponden las láminas tabicadas de ladrillo, reforzadas con armaduras, y que se construyen con dos técnicas diferentes:

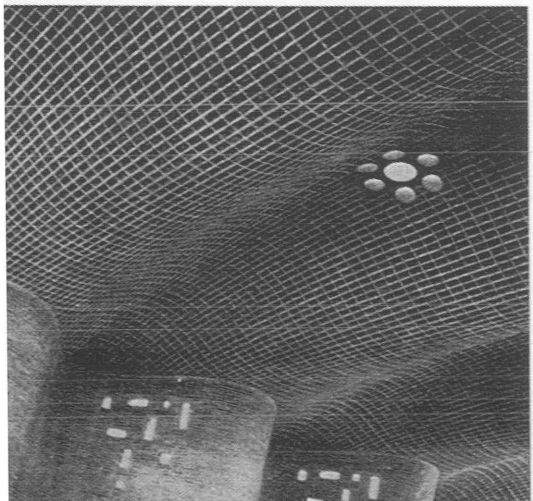
a) «A la española». Construyendo una primera hoja, o sencillo, con ladrillo hueco o rasilla recibida con yeso, y que sirve de encofrado a la capa de mortero armadõ que constituye el resto de la bóveda, o los doblados sucesivos con armaduras intermedias.

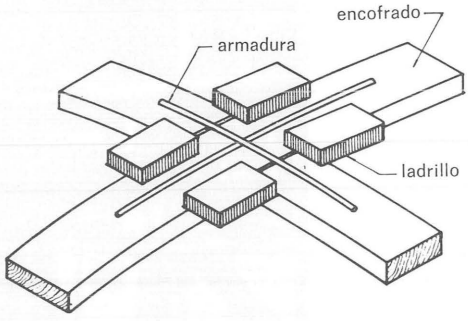




Figs. 23.12 y 23.13. Iglesia del Pilar. L. Moya, arquitecto.

b) «A la uruguaya». Técnica desarrollada por el ingeniero español Eladio Dieste, y en la que se colocan las armaduras cruzadas entre las juntas continuas en ambas direcciones y con capa superior de mortero de pocos centímetros.





Figs. 23.14 y 23.15. Iglesia en Atlanta. Arquitecto, E. Dieste.

En la solución española puede perscindirse totalmente del encofrado, precisando sólo el empleo de muy ligeras cimbras; por el contrario, con la técnica uruguaya se precisa casi el encofrado completo, por lo que se aplica en soluciones de usos múltiples. Es por ello por lo que la bóveda tabicada a la española se aplica con éxito en soluciones de doble curvatura y grandes dimensiones (cúpulas, bóvedas vaídas y superficies regladas); y las bóvedas tabicadas a la uruguaya encuentran su campo idóneo de aplicación en las formas onduladas, de ondas múltiples, y de gran libertad formal.

Y todavía, la cerámica, es capaz de ofrecer otro tipo de soluciones inspiradas directamente en la ejecución de forjados, y cuyos ejemplos más destacados de este modo de hacer —«a la italiana»— lo constituyen:

1. Las bóvedas y cúpulas vaídas ejecutadas con encofrado recuperable, y desarrolladas en Italia por Franco Levi.
2. Las soluciones de dovelas-onda creadas por I. Sánchez del Río (figs. 10.76 a 10.78), y cuya obra récord es el Palacio de Deportes de Oviedo.

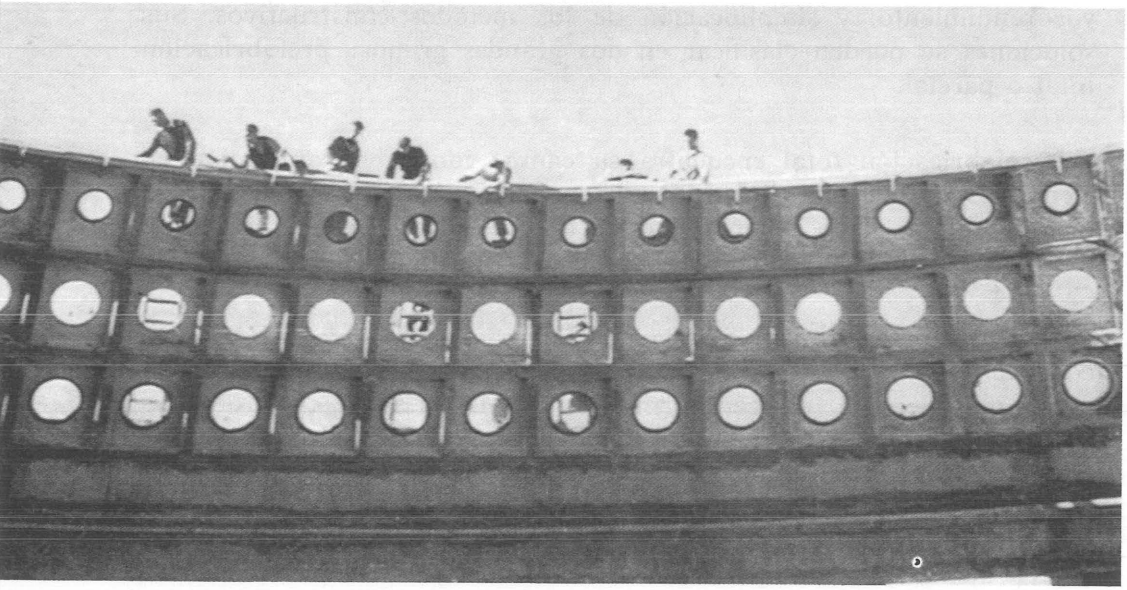
Prefabricadas

Otra tendencia clara, en el proceso de ejecución de estructuras laminares, lo constituyen las técnicas de prefabricación, que permiten: mejoras de calidad, por el hormigonado en condiciones más favorables; mayor rendimiento, y simplificación de los métodos constructivos. Sus soluciones se pueden clasificar en dos grandes grupos: prefabricación total o parcial.

Le prefabricación total encuentra su campo idóneo de aplicación en elementos de pequeña dimensión que no planteen complicados problemas de enlace, al no exigir a éstos la absorción de elevados esfuerzos. Parke Davis, IBM, Pabellón ACI... son claros ejemplos de esta tendencia.

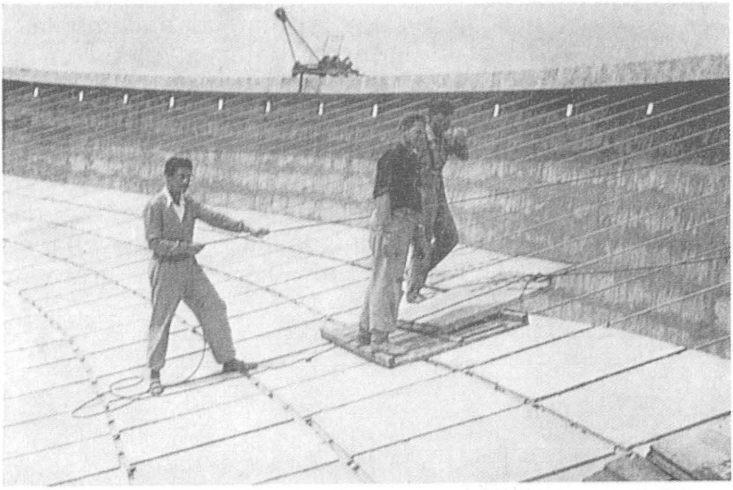
La prefabricación parcial es una genial creación de Pier Luigi Nervi, consistente en prefabricar elementos superficiales, de muy reducido espesor, que luego se recrecen hormigonando in situ sobre ellos, después de haber colocado las armaduras. Los elementos prefabricados se hormigonan sobre contramoldes hechos a pie de obra, sobre el propio terreno conformado. El Hall de Exposiciones de Turín, Palazzeto de Deportes, Gran Palacio de Roma y Palau Blau Grana, constituyen los cuatro ejemplos más espectaculares realizados por este sistema.

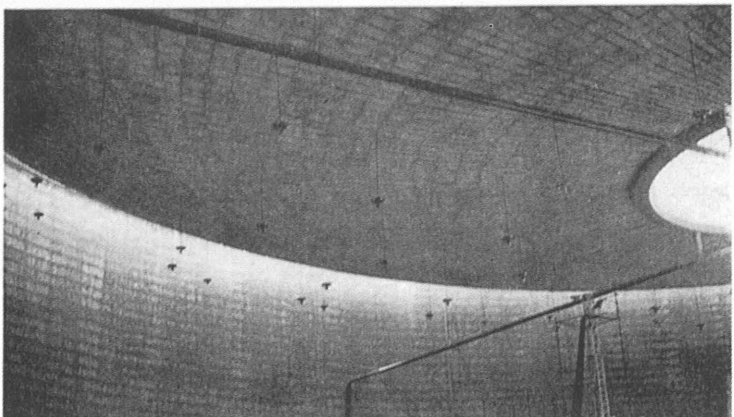
Figs. 23.16 y 23.17. Ejecución con dovelas prefabricadas de la cúpula del Mercado de Sidi bel Abbes. M. J. Mauri, arquitecto; Cousidere y Caquot, ingenieros.



Pabellón exposición Montevideo

Mandino y Viera, ingenieros





Figs. 23.18 a 23.21. Proceso de ejecución y pretensado.

Colgadas

Pero si el problema que ofrece la ejecución de una lámina es el de su encofrado, ¿por qué no suprimirlo?... La cosa es bien sencilla, ¿no precisa la lámina una armadura?, pues colóquese primero y sobre ella, sin andamio ni encofrado se desarrolla la lámina colocando sobre ella unas placas prefabricadas o una serie de capas de hormigón proyectado. Este es el fundamento de las MALLAS TESAS o ESTRUCTURAS COLGANTES, que a la vez aprovechan al máximo las condiciones de trabajo del material al hacer trabajar al metal en su forma óptima de solicitación a tracción. La idea no es nueva; los puentes colgantes no son soluciones de hoy, sino de ayer. Pero aplicando este sistema a un elemento superficial, surge por primera vez en la ARENA RALEIGH, genial creación de NOVICKI, en la que los cables que cuelgan se rigidizan con los de la red ortogonal que se aboveda sobre ellos. No se trata de una lámina hormigonada, pero de ella derivan las dos soluciones típicas de láminas colgadas: las de gravedad, definidas por pe-

Fig. 23.22. Iglesia de San Luis Gonzaga.

Iglesia de San Luis Gonzaga

Arquitecto:
Escudero

Ingeniero:
J. A. Torroja

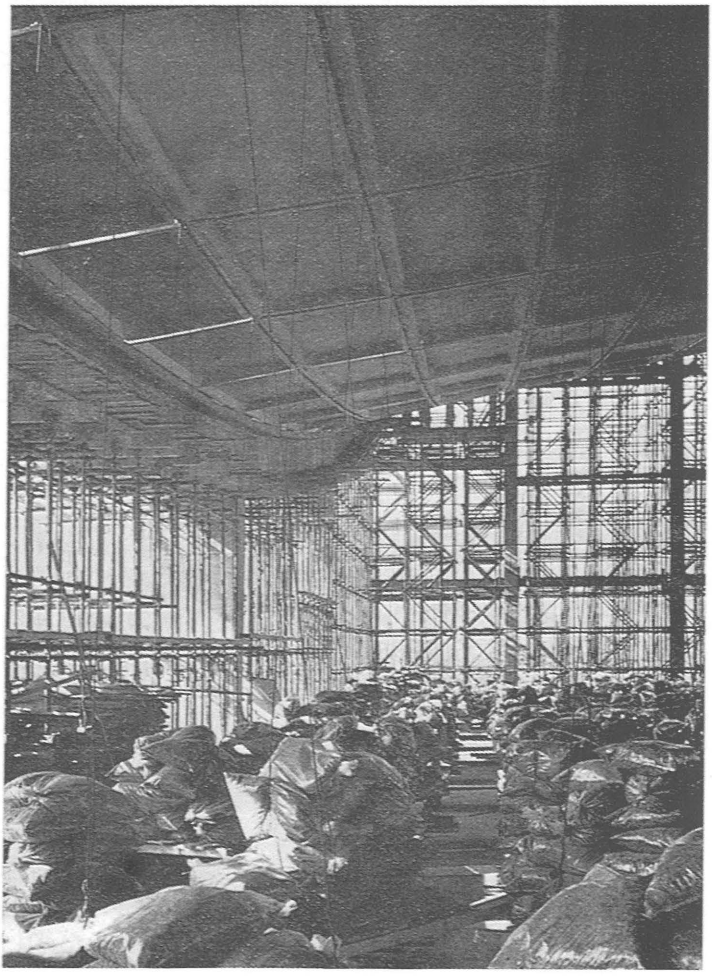


Fig. 23.23. Colocación de piezas prefabricadas.

Fig. 23.24. Puesta en tensión mediante peso colgado.

sadas placas prefabricadas, cuyo peso estabiliza las armaduras de las que se cuelga, y las tensadas, genialmente concebidas por Mondino y Viera en el Pabellón de Exposición de Montevideo, que permiten nuevas formas como las desarrolladas por Horacio Caminos.

Proyectadas

El gunitado constituye una técnica de puesta en obra del hormigón mediante su proyección sobre el elemento a hormigonar, que va creciendo de espesor por capas sucesivas. Este sistema de hormigonado permite la ejecución de láminas por procedimientos de gran originalidad, con gran economía de encofrado. Sus soluciones más espectaculares empleadas son las siguientes:

a) Con el empleo de formas hinchadas a modo de globos, y que pese a su poca resistencia, sí soportan, sin deformarse, la superposición de capas, cada una de las cuales va colaborando en la absorción de los esfuerzos que producen las sucesivas. El desencofrado es fácil y rápido: basta desinflar el globo (fig. 9.37).

b) Mediante arpilleras o tejidos, que a modo de encofrados perdidos van tomando forma con el peso de las primeras capas, que una vez fraguadas soportan a las siguientes (figs. 10.87 a 10.89).

c) Con ayuda de chapas de encofrado, de carácter deslizante, que colocadas tras las armaduras, sirven de pantalla de choque a la primera capa, que una vez consolidada se queda fija a la armadura, permitiendo correr el encofrado y continuar el hormigonado de la lámina (fig. 23.25).

Fig. 23.25. Hormigonado de una lámina con hormigón proyectado.

24 hormigón pretensado

Orígenes ☆ Planteamiento ☆ Clasificación ☆ Materiales
Ventajas ☆ Inconvenientes ☆ Anclajes directos
Anclajes indirectos ☆ Ejecución con armaduras pretesas
Ejecución con armaduras postesas
Ejecución sin armaduras

Orígenes

Según la definición dada por su creador, Freyssinet, «pretensar» una construcción es «crear en ella artificialmente, con anterioridad a la aplicación de las cargas exteriores, o simultáneamente con éstas, unas tensiones permanentes tales que superpuestas a las tensiones debidas a las cargas exteriores, las tensiones totales permanezcan en todos los puntos y para todas las hipótesis consideradas de cargas exteriores, comprendidas entre las tensiones límites que el material puede soportar indefinidamente».

El concepto de «pretensar», así expuesto, es muy general y aplicable a muchos materiales. Su estudio sólo va a aplicarse al HORMIGON PRETENSADO, pero sin creer que la idea es totalmente nueva, ya que pretensados eran los cascos de los buques vikingos, los toneles de madera, las obras de fábrica zunchadas con aros metálicos puestos en caliente, etc...

* * *

Las invenciones del hormigón armado y del hormigón pretensado siguieron cauces totalmente diferentes. La del primero fue de tipo fortuito, ya que la unión del hormigón con el acero se realizó sin conocer, ni siquiera vislumbrar, las posibilidades técnicas que encerraba, obteniéndose un material estructural cuya forma de trabajo era totalmente desconocida en la época de su invención; fue un producto de la intuición de un artesano que tan sólo trataba de reforzar su pieza en la parte en que él veía romperse cuando se estiraba.

Por el contrario, el hormigón pretensado nació en una oficina técnica y fue concebido por un técnico —Freyssinet— que ya conocía las propiedades de los hormigones y aceros, lo que condujo a que su planteamiento se realizase de forma más científica, consciente y razonada. En

efecto, cuando Freyssinet expuso sus ideas sobre el hormigón pretensado, se tenían amplios conocimientos sobre las características de deformación del hormigón y de los aceros de alta resistencia, así como de los inconvenientes técnicos que presentaba el hormigón simplemente armado.

* * *

Hay dos caminos para llegar al hormigón pretensado, al tratar de resolver dos inconvenientes diferentes del hormigón armado.

El primero de ellos se presenta al tratar de utilizar como armadura de una pieza de hormigón armado, aceros de alta resistencia. El interés, aparente, de utilizar estos aceros estriba en que para un precio del kilogramo aproximadamente doble al del acero dulce ordinario, el límite elástico aparente es unas siete veces mayor, de donde se deduce una economía importante con su utilización. Ahora bien, si se coloca una armadura de acero de alta resistencia y se quiere que trabaje a su máxima tensión admisible, la deformación que ha de tomar para ello es tan grande que aparece una fuerte fisuración en la zona extendida del hormigón y grandes deformaciones. Para corregir estos inconvenientes la solución está en producir anteriormente estas grandes deformaciones que el acero precisa para entrar en carga, o sea, tesar las armaduras con anterioridad a la puesta en servicio de la estructura.

Hay además otro problema paralelo: los aceros de alta resistencia ($f_r \geqslant 10.000$ kg/cm^2), se producen en diámetros pequeños a los cuales, por razones tecnológicas, no es posible someter a proceso de corrugado. Usados estos aceros en el hormigón armado existirían problemas de adherencia, que en la técnica del hormigón pretensado se superan.

El segundo camino que conduce al hormigón pretensado con armaduras de alta resistencia se presenta al tratar de aplicar a una estructura de hormigón la técnica general del pretensado. Esta técnica consiste en crear artificialmente en una estructura, y con anterioridad a la aplicación de las cargas de servicio, o simultáneamente con ellas, tensiones permanentes tales que compuestas con las producidas por las cargas de servicio, estén comprendidas entre ciertos límites previamente fijados. Al aplicar esta técnica al hormigón, se pueden seguir varios caminos.

a) *Pretensado a deformación constante* (fig. 24.1 A)

Si se aplica una carga exterior a una pieza de hormigón mediante un gato, se produce un acortamiento —Δl— de la longitud de la pieza, que permanece constante si se cala el gato. La pieza queda sometida a una carga de compresión, cuyo valor irá disminuyendo debido al proceso de deformación lenta del hormigón. Con ello se ha conseguido un pretensado no permanente en el tiempo.

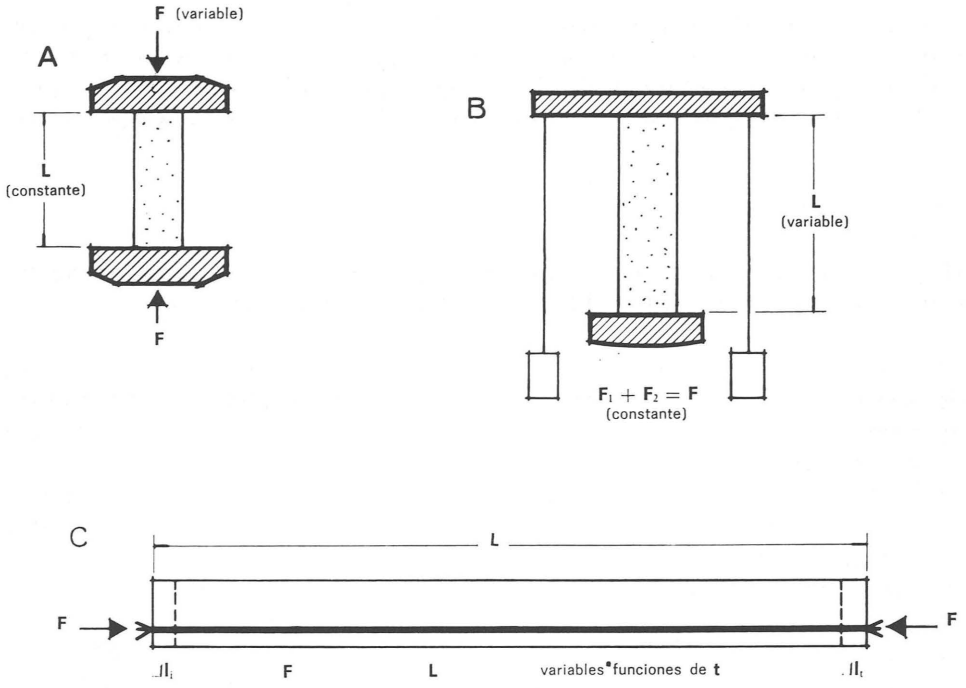


Fig. 24.1. Diversas clases de pretensado.

b) *Pretensado a carga constante* (fig. 24.1 B)

Si se aplica una carga a una pieza de hormigón al colgarle un peso, por ejemplo, la pieza sufrirá un acortamiento inicial Δl_i, y después seguirá deformándose a lo largo del tiempo, sufriendo un nuevo acortamiento Δl_t, pero la carga aplicada será siempre la misma, igual al peso P. De este modo se consigue un pretensado permanente a lo largo del tiempo.

c) *Pretensado mediante armaduras* (fig. 24.1 C)

Las dos formas anteriores de proporcionar una carga a una pieza de hormigón producen una resultante exterior a la propia pieza, es decir, requieren unos elementos exteriores a la estructura que soportan la carga de pretensado aplicada a la pieza. Un método de pretensar la pieza sin resultante exterior consiste en tesar una armadura apoyándose sobre el hormigón de la propia pieza. En estas condiciones, la armadura se alarga Δl_a y la pieza de hormigón se acorta Δl_i inicial, al absorber la carga proporcionada por la armadura. A lo largo del tiempo el hormigón se seguirá deformando, Δl_t, y por lo tanto la armadura se irá acortando gradualmente y perdiendo parte de su carga. Con ello se obtiene un pretensado intermedio entre los de deformación constante y carga constante. Como interesa que la carga sea lo más cons-

tante posible, ha de procurarse que el acortamiento Δl_t sea pequeño frente al alargamiento Δl_a de la armadura, con objeto de que la pérdida de carga sea solamente un reducido tanto por ciento de la carga inicial. Interesa, pues, una armadura que sufra una fuerte deformación para entrar en carga. Esto se logra ya sea con un material de muy bajo módulo de elasticidad, ya sea con uno que admite cargas muy elevadas. En particular, si se quiere que la armadura sea de acero, como su módulo de elasticidad es prácticamente constante para los distintos tipos de aceros, hay que utilizar aquellos que puedan soportar fuertes tensiones para que sufran fuertes deformaciones, es decir, aceros de alta resistencia.

Es decir, que si por economía se quieren emplear aceros de alta resistencia en el hormigón armado, hay que pretensar dicha armadura; y si se quieren emplear técnicas de pretensado en el hormigón, hay que emplear aceros de alta resistencia. Por los dos caminos se llega al mismo resultado final.

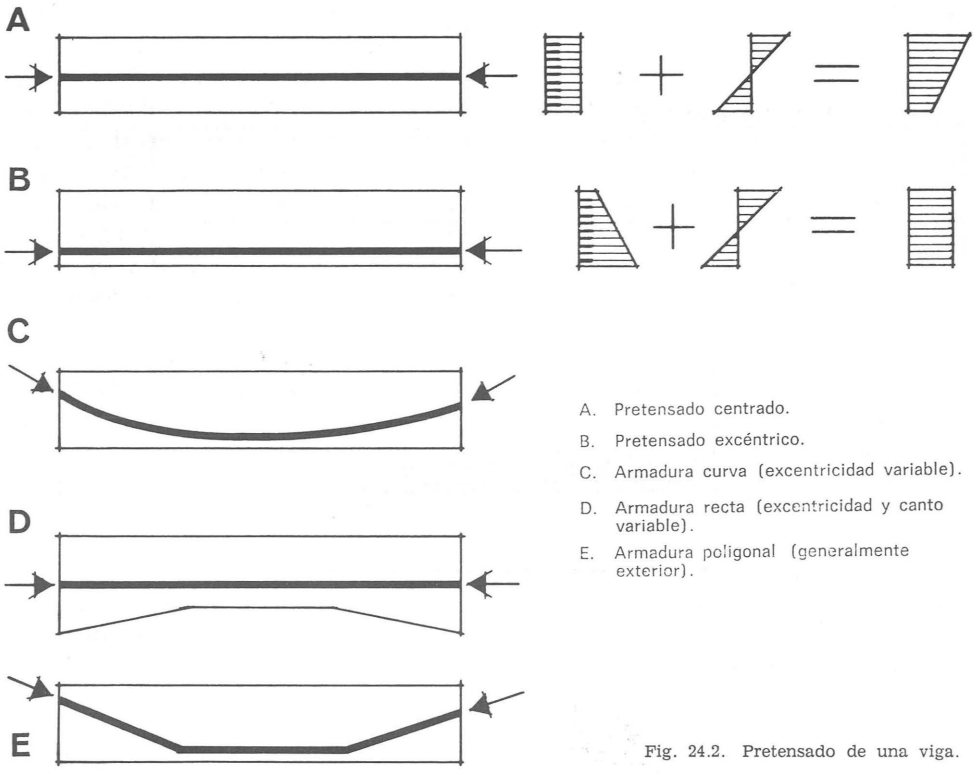
En realidad, el segundo planteamiento del problema es más real, ya que aunque se utilice acero de alta resistencia, el coste total de la armadura disminuye poco, como consecuencia del sobrecosto debido a anclajes, entubaciones, operaciones de tesado, etc.

Planteamiento

El carácter esencial del hormigón pretensado, tanto desde un punto de vista práctico como bajo un aspecto teórico, lo constituye el hecho de existir unas determinadas compresiones en el hormigón, deliberadamente introducidas y que, al componerse con las tensiones de las solicitaciones, obligan a participar a la totalidad, o al menos a una gran parte de la sección de hormigón, en el mecanismo resistente de la pieza.

Así, por ejemplo (fig. 22.2 A), si a una viga se le da una precompresión uniforme, mediante armaduras rectas y centradas, se obtendrá a lo largo de toda la pieza un diagrama rectangular de tensiones de compresión. Al actuar la flexión, dicho diagrama rectangular se superpondrá al triangular típico de flexión, y al final se obtiene un diagrama trapecial. Ahora bien, al superponer en las fibras comprimidas la precompresión y las compresiones de flexión, se llega a solicitaciones fuertes, que pueden poner en peligro la seguridad de la pieza por fallo por aplastamiento del hormigón. Para evitar este problema, la precompresión se da excéntrica (fig. 22.2 B), con lo que se obtiene un diagrama triangular de tensiones, que si está convenientemente elegido, se puede conseguir que la viga, bajo máxima carga, tenga una forma de trabajo bastante cómoda.

Como la solicitación de flexión no es uniforme a lo largo de toda la viga, puede conseguirse la precompresión con diagrama variable ju-



A. Pretensado centrado.
B. Pretensado excéntrico.
C. Armadura curva (excentricidad variable).
D. Armadura recta (excentricidad y canto variable).
E. Armadura poligonal (generalmente exterior).

Fig. 24.2. Pretensado de una viga.

gando con la excentricidad. Tal es la solución que se emplea con armaduras postesas con trayectorias curvas o poligonales (figs. 22.2 C y E); o con armaduras rectas y canto variable (fig. 22.2 D).

En caso de un voladizo la solución pretensada es fácilmente compresible (fig. 22.3).

* * *

Sin embargo, este estado de tensión, artificialmente creado por el pretensado de la armadura, no solamente debe dejar sentir su acción en un período inicial, sino que su influencia debe mantenerse a lo largo del tiempo.

Desgraciadamente, los fenómenos plásticos y de retracción imponen un límite al aprovechamiento completo de los materiales empleados.

Una primera causa de pérdida de tensión de la armadura, tesa entre los extremos de la pieza, es debida al acortamiento sufrido por el hormigón como consecuencia de la retracción del fraguado, siendo su efecto tanto más importante cuanto mejor es la calidad del hormigón.

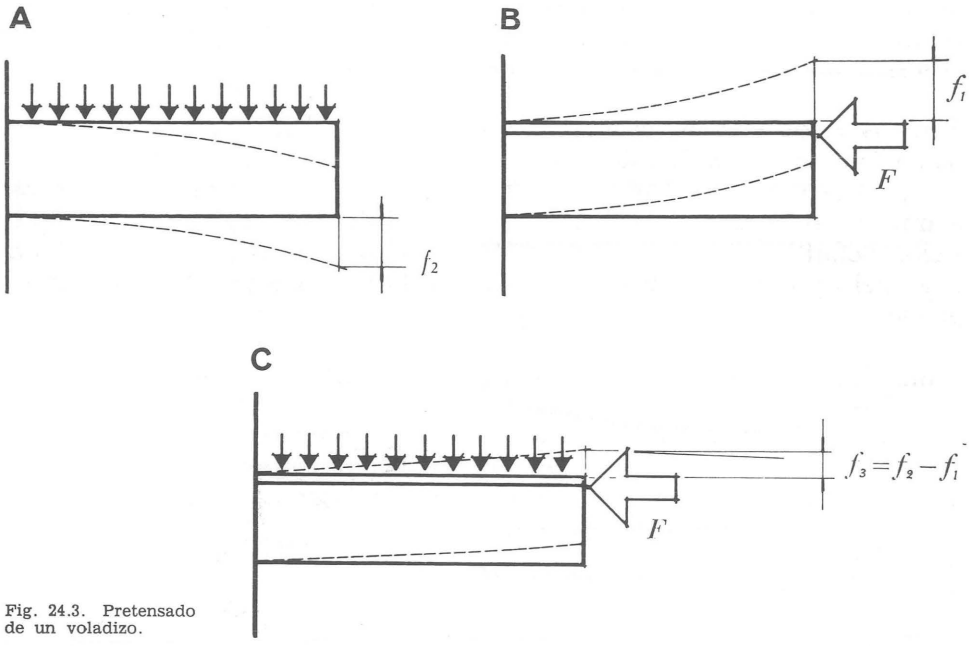


Fig. 24.3. Pretensado de un voladizo.

Junto con los acortamientos no elásticos de la retracción, los fenómenos de fluencia o plasticidad del hormigón bajo carga representan una nueva causa originaria de pérdidas en la armadura. Tanto los efectos como la naturaleza de ambos fenómenos aparecen tan íntimamente ligados uno al otro, que no resulta sencillo discriminar la zona de influencia de cada uno de ellos y la importancia de su participación en los acortamientos totales.

Lo cierto es que, bajo la acción de una carga continua o duradera, el hormigón, después de tomada la deformación elástica o la elástica y remanente instantánea, continúa deformándose lentamente durante años por efecto de la carga fija que soporta, con una velocidad amortiguada que resulta prácticamente despreciable pasados los tres primeros años. La importancia de estas deformaciones lentas es tal, que alcanza con frecuencia el doble y el triple de la deformación instantánea, y en algunos casos han llegado a registrarse deformaciones totales de más de cuatro veces las elásticas.

Y la propia deformación elástica del hormigón, bajo los esfuerzos del pretensado, constituyen una tercera y última pérdida de tensión debida a este material, debiendo hacerse una advertencia: se entiende como tal deformación toda aquella que desaparece una vez retirada la carga, sin que ello prejuzgue proporcionalidad alguna con las tensiones.

También el acero, por su parte, sufre deformaciones lentas bajo la fuerte carga a que está sometido por los esfuerzos del tesado previo

de la armadura, deformaciones que, en definitiva, serán causa de una adicional distensión (caída de tensión por fluencia bajo longitud constante).

A todos estos efectos, es preciso añadir las pérdidas mecánicas originadas por la operación de puesta en carga de las armaduras. Por un lado, no siempre pueden evitarse unos pequeños deslizamientos de los alambres en la zona de anclaje de las armaduras al dejarlas en su posición definitiva. La magnitud de estos deslizamientos depende, en todo caso, del tipo del dispositivo utilizado en dicha maniobra. Por otro lado, pueden introducirse pérdidas de tensión en los alambres en aquellos casos muy frecuentes, en que el estirado de los diversos elementos que componen la armadura no se realice de un modo simultáneo.

Por otro lado, la variación de los momentos flectores a lo largo de la directriz de la pieza obliga, en muchos casos de aplicación práctica, a disponer de armadura según un trazado no rectilíneo, tanto para absorber una gran parte de los esfuerzos cortantes como para conseguir una conveniente excentricidad de la armadura virtual con arreglo a los momentos extremos que solicitan la sección.

En estos casos la puesta en carga de la armadura produce unos alargamientos de los alambres, que se ven obligados a deslizar sobre las guías o conductos en los que están alojados, dando lugar, en las zonas de curvatura, a unos rozamientos que, al oponerse a dichas traslaciones, introducen un aprogresiva reducción en la tensión de los cables desde los extremos en donde se aplican las fuerzas, hacia el centro, en donde precisamente se requiere la totalidad de la carga.

Finalmente, pueden producirse algunas pérdidas como consecuencia de la propia deformabilidad de las culatas de anclaje o de las bancadas de fijación. Su importancia es, en general, muy pequeña y sólo se cita su presencia porque puede ser necesario tenerlas en cuenta en el caso de utilizar dispositivos en los cuales este efecto pueda alcanzar unas proporciones mayores que las normales en los restantes procedimientos.

En resumen: las distintas causas o fenómenos capaces de originar pérdidas en la tensión de las armaduras pueden clasificarse en los ocho grupos que a continuación se detallan:

1. Retracción de fraguado.
2. Deformaciones lentas del hormigón.
3. Acortamiento elástico de este mismo material.
4. Fluencia del acero.
5. Deslizamiento de alambres.
6. Tesados no simultáneos.
7. Rozamientos por curvatura de cordones.
8. Deformabilidad de las culatas de anclaje.

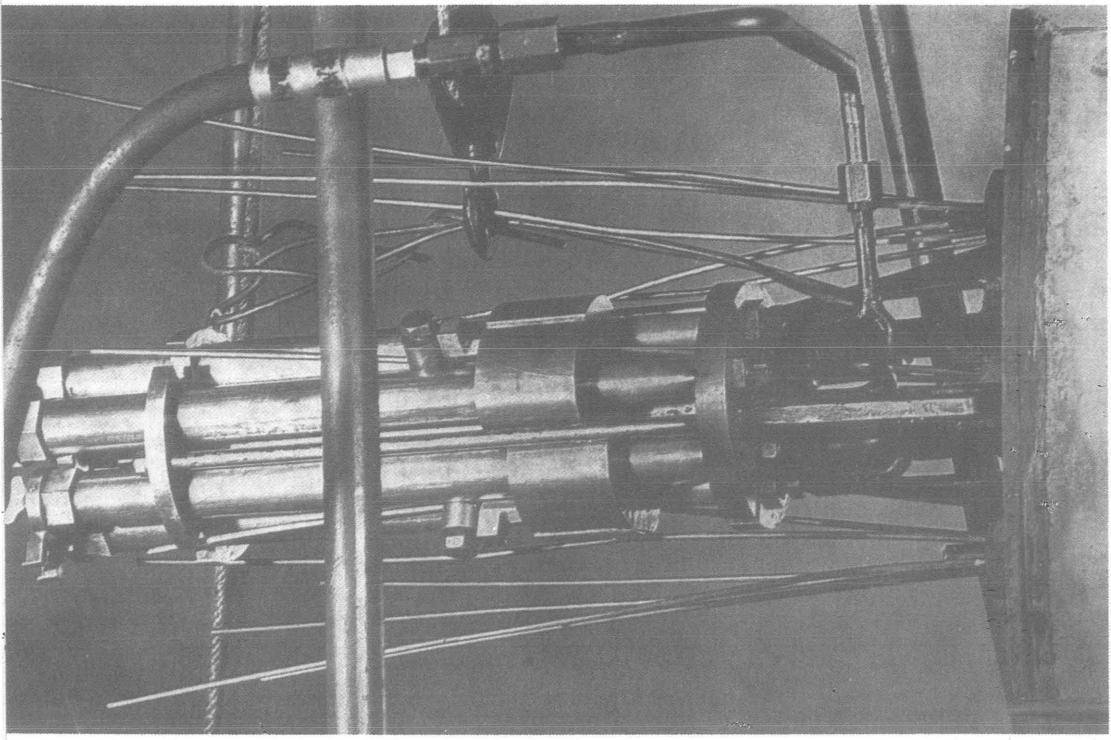


Fig. 24.4. Gato de tesado. Sistema Barredo.

La corrección de estos efectos se hace por:

1. TESADO y DESTESADO antes de TESAR de forma definitiva.
2. RETESADO, después de transcurrido cierto tiempo.
3. SOBRETESADO, del orden de un 10 % en más para prevenir las pérdidas futuras.

Clasificación

Se ha definido al HORMIGON PRETENSADO como aquel hormigón que se le somete a un estado de TENSION PREVIA, es decir, a tensiones de compresión o tracción, producidas anteriormente a la aplicación de la carga.

Análogo al término TENSAR, «poner en tensión», se aplica el de TESAR o «poner en tracción», y según que las armaduras del hormigón pretensado se pongan en tracción antes de hormigonar las piezas o des-

pués de hormigonadas, fraguadas y endurecidas, se obtienen dos sistemas de hormigón pretensado:

1. **Hormigón pretensado con armaduras pretesas,** en el que las armaduras se tesan antes de hormigonar y luego quedan ancladas por adherencia al hormigón.

2. **Hormigón pretensado con armaduras postesas,** en el que se tesan los alambres introducidos en vainas o perforaciones, una vez endurecido el hormigón, realizando la operación de tesado mediante gatos que se apoyan sobre el mismo hormigón anclando después las armaduras mediante un sistema mecánico.

Y aún cabría añadir otros tres grupos constituidos por:

3. **Hormigón pretensado sin armaduras,** en el que se introducen las tensiones previas en la estructura sin empleo de armaduras especialmente colocadas a tal fin mediante reacciones de elementos vecinos, producidos con mecanismos especiales o empleo de cementos expansivos.

4. **Armaduras pretesas sin hormigón,** que es la solución de las «mallas tesas».

5. **Estructuras pretesas sin hormigón y sin armaduras,** que son las modernas estructuras hinchables.

Materiales

No hay diferencia entre el hormigón para pretensar y el hormigón para armar; quizás el primero sea de mejor calidad, pues se trata de disminuir secciones para llegar a mayores luces, a trueque de soportar mayores tensiones.

Se exige alta resistencia inicial, pues es necesario rapidez en el pretensado, porque no se puede descimbrar hasta poner en carga la armadura. Esta alta resistencia inicial viene dada, pero el problema que surge es el de la elevada retracción que hace perder carga con el tiempo y gran desprendimiento de calor, efecto que se compensa por la menor masa que tienen las soluciones pretensadas en comparación con las armadas.

En los aceros existe mucha diferencia. Se utilizan tres tipos:

1. Por aleación

Agregándosele al acero 0,7 % de carbono, 0,3 % de silicio y 1,2 % de manganeso.

Se producen casi exclusivamente en Rusia y Alemania. No necesitan trefilado llegando a 28 mm de ∅ y resistencias de 9 a 10.000 kg/cm².

Se deforman en forma similar a los aceros para hormigón armado, poseyendo un pequeño escalón de fluencia.

Este acero se utiliza poco y solamente en sistemas alemanes.

2. Trefilados

Se fabrican a partir de barras de acero y se pasan a través de taladros cónicos con diámetros menores, produciéndose en el alambre deformaciones plásticas que aumentan su resistencia.

Se someten previamente al sistema de *patentado*, que consiste en calentarlo y enfriarlo rápidamente.

Casi no presentan límite elástico.

La curva σ/ε se puede mejorar por tratamiento térmico, consiguiéndose aumentar la zona de comportamiento elástico.

Son alambres finos de 2 a 3 mm, luego se llegó a 5 mm y ahora se fabrican de 7, 8 y 9 mm como máximo; el más usado es el de 7 mm. Se fabrican cables con el de 5 mm por la dificultad de fabricar alambres gruesos y de gran resistencia. Estos cables llegan a resistencias del orden de 15 a 20.000 kg/cm.

Los alambres más finos son los más resistentes y las armaduras de mayor diámetro son las más rígidas, en cambio con cables formados con varios alambres se logra flexibilidad.

3. Tratados térmicamente

Proceso similar al patentado, calentándolo y enfriándolo en baños especiales. Se fabrica partiendo de acero laminado.

Tipos de armaduras

- — Alambres entre 2 y 5 mm para pretensado
- — Alambres entre 5 y 8 para postesado

} 15 a 20.000 kg/cm²

- — Torzales de 2 ó 3 alambres.
- — Barras gruesas de 16 a 28 mm; 9 a 10.000 kg/cm².
- — Cables trenzados de siete alambres de 2 a 5 mm; 15 a 20.00 kg/cm².
- — Barras ovales estriadas; 14.000 kg/cm².

Estos aceros requieren mayores cuidados que los utilizados para hormigón armado.

No se pueden soldar pues pierden sus características.

Es necesario fijar el diámetro del rollo en que se envía a obra, pues los pequeños diámetros se curvan mucho. Este diámetro debe ser 300 veces el diámetro del alambre para que no se produzcan lazos que alteren su resistencia.

Deben ser utilizados rápidamente por el problema corrosión.

Relajamiento

Estos aceros se siguen deformando a través del tiempo (a diferencia de los aceros dulces); sometidos a deformación constante pierden carga de pretensado. Depende de las características del acero, pero se llega a pérdidas por fluencia de hasta un 10 % de la tensión inicial a que se le ha sometido.

Ventajas

Las ventajas que ofrecen las soluciones de hormigón pretensado frente al hormigón armado, son las siguientes:

1. **Posibilidad de empleo de aceros de alta resistencia,** lo que se traduce, además de la consiguiente economía en el costo de las armaduras, el poder llegar a tensiones mayores con cuantías menores.

2. **No fisuración,** de piezas en flexión o tracción, si la precompresión no es anulada por las solicitaciones posteriores, y posibilidad de cierre de fisuras producidas por causas excepcionales en cuanto cesen de actuar.

3. **Mayor rigidez,** a igualdad de sección, ya que al estar toda la pieza comprimida, toda el área es efectiva e interviene en el cálculo de la rigidez.

4. **Mejor absorción del esfuerzo cortante,** pues la compresión longitudinal inclina las líneas de fisuración, existiendo más área para absorber las tracciones oblicuas, además de estar todo el área comprimida, por lo que τ alcanza su valor real y no el convencional del hormigón armado.

5. **Menor peso propio,** al poder reducirse los anchos de alma como consecuencia de la ventaja anterior.

Inconvenientes

Los inconvenientes que presentan las soluciones en hormigón pretensado son consecuencia de sus mayores exigencias de calidad, por lo que, cuando se cumplen éstas, prácticamente no existen. Pero la experiencia señala que frecuentemente no se cumplen debidamente todas estas exigencias de calidad, y entonces los problemas son mucho más graves que en hormigón armado.

El error que más frecuentemente se comete es el de no darle a las armaduras la debida protección frente a los fenómenos de corrosión, y las consecuencias son fatales por dos razones fundamentales:

1. Porque por tratarse de armaduras de muy reducido diámetro, una corrosión superficial de sólo unas décimas de milímetro supone una reducción importante de la sección total de las armaduras.
2. Porque, una vez iniciada la corrosión, las armaduras en tensión se corroen mucho más rápidamente cuanto mayor es su tensión.

Si las cosas se hacen bien y se emplean hormigones de cemento portland (de gran basicidad), y con recubrimientos adecuados, la no fisuración garantiza la no corrosión. Pero si las cosas se hacen mal, los problemas surgen a corto o largo plazo. Los errores que se han cometido más frecuentemente han sido los siguientes:

1. Emplear cementos aluminosos, mucho menos básicos que los portland, y que pese a sus espectaculares resistencias a corto plazo, no son buenos protectores anticorrosivos.
2. Emplear aditivos ácidos (Cl_2Ca principalmente) para poder obtener mayores resistencias iniciales con los cementos portland. Pero por su carácter ácido reducen la basicidad del hormigón y favorecen el proceso de corrosión.
3. Emplear recubrimientos demasiado reducidos, inferiores a los mínimos recomendables, confiados en que por el pequeño diámetro de las armaduras, dichos recubrimientos son siempre superiores a dichos diámetros.

Anclajes directos

Cuando un alambre se ha embebido en el hormigón sin tracción previa, y luego se le somete a tracción, se observa una reducción del diámetro de su sección, debida al efecto Poisson: el alambre se larga, disminuye el rozamiento y se despega del hormigón, afectando notoriamente la adherencia.

En cambio, si el alambre ha sido sometido previamente a tracción, provocando así una anterior disminución de su diámetro; luego se hormigona y se corta el alambre, éste tiende a recuperar su diámetro original,

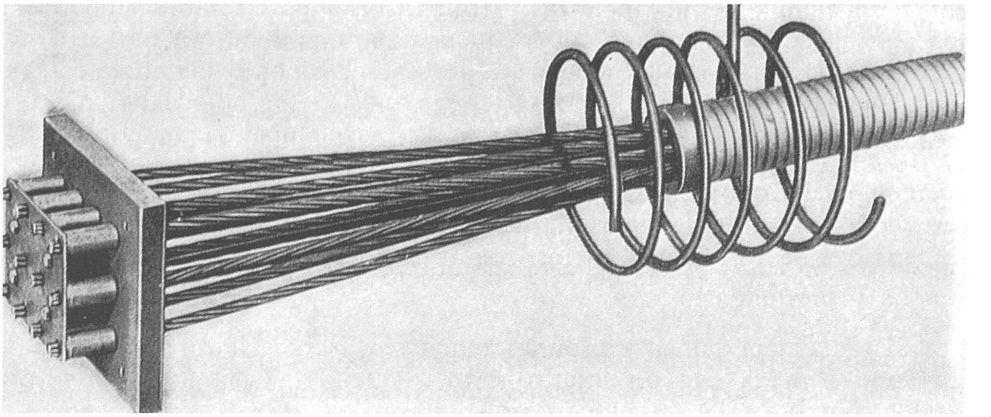


Fig. 24.5. Anclaje STRONGHOLD para cualquier número de alambres o cordones.

comprimiendo al hormigón que le rodea y produciendo una mayor adherencia. Este fenómeno es conocido con el nombre de EFECTO HOYER.

Ahora bien, si en el extremo de una pieza se concentra una carga axial sobre un alambre, la pieza tiende a acortarse. Las isostáticas de compresión del hormigón se concentran sobre el alambre y se suman al efecto Hoyer para producir tensiones radiales de hasta 800 kp/cm^2 y que representan una fuerte tensión de adherencia.

Todo este efecto de compresión del hormigón sobre el alambre aparece en el estado inicial, pero con el hormigón va fluyendo, se va perdiendo también ese rozamiento debido a la compresión del hormigón sobre el alambre. Así, por ejemplo, si se hace un ensayo rápido, resulta un rozamiento muy fuerte entre el hormigón y el alambre en una corta longitud; si transcurre un lapso de tiempo importante se pierde poco a poco la compresión obtenida del hormigón sobre el alambre y sólo se mantiene la tensión de adherencia (no el rozamiento). Como la adherencia depende en gran parte de la superficie desarrollada de los alambres, es preferible usar alambre de pequeño diámetro cuando se quieren hacer anclajes por adherencia simplemente.

Anclajes indirectos

Además de los anclajes DIRECTOS, se pueden considerar los llamados anclajes INDIRECTOS, en los que los alambres se apoyan sobre placas o cabezas, para transmitir su carga al hormigón. Generalmente se deja un tubo con los alambres dentro y se procede al postesado; se coloca

luego un elemento que ancle los alambres después de haber sido puestos en carga. Los anclajes son pequeños para poder aumentar su número, dando como consecuencia que los esfuerzos bajo los anclajes son muy fuertes, del orden de 300 kp/cm^2 o más. Si se coloca además un zunchado, se consigue un aumento en la resistencia del anclaje.

Para anclar los alambres en los sistemas indirectos existen diferentes métodos. En general, se usan tuercas y cuñas. En el primer caso es necesario ejecutar roscas en los alambres; tales roscas pueden ser fileteadas y laminadas.

Los sistemas por cuñas presentan muchas variables. Pero siempre hay un cono hembra con un taladro cónico interior. Varía la disposición de los alambres; de ahí que se consideren dos tipos importantes:

a) los alambres pasan por el interior de la cuña;

b) los alambres están colocados perimetralmente a la cuña.

El número de sistemas de anclaje actualmente patentado es muy elevado, por lo cual no es posible realizar una descripción detallada de todos ellos, pudiéndose destacar entre ellos los siguientes:

1. Sistema FREYSSINET

Definido por un «cono hembra» y un «cono macho», ambos estriados, que permiten anclar alambres de 5 a 10 mm, agrupados en haces o cables de ocho hasta treinta y dos alambres por anclaje.

2. Sistema BARREDO o Sistema Español

Formado por un «cilindro» y «cuña triangular» que permite tesar y anclar los alambres de tres en tres.

3. Sistema MAGNEL o Sistema Belga

Constituido por «placas de distribución», «placa de anclaje» de pares de cables con cuñas en cola de milano y «espaciadores».

4. Sistema BBRV

En el que en el extremo de cada alambre se hace una cabecita remachada en frío con una máquina especial, mientras que los anclajes adoptan formas diferentes, en «placas», «trompetas» y «espirales».

5. Sistema VSL

Cuyas cabezas están constituidas por «placa», «cilindro roscado», «anillo de tope» y cuñas.

6. Sistema DISCHINGUER

Emplea barras de diámetro análogo a las del hormigón armado, con anclaje roscado en los extremos, con filete resaltado, siendo muy aplicadas en la construcción por dovelas, por su facilidad de empalme.

7. Sistema LEOBA

En el que los cables pasan por el eje de la cuña, cuya forma troncocónica va partida en cuatro trozos.

8. Sistema CCL

Con cuña dividida en dos, troncocónica, y con los cables pasando por su eje.

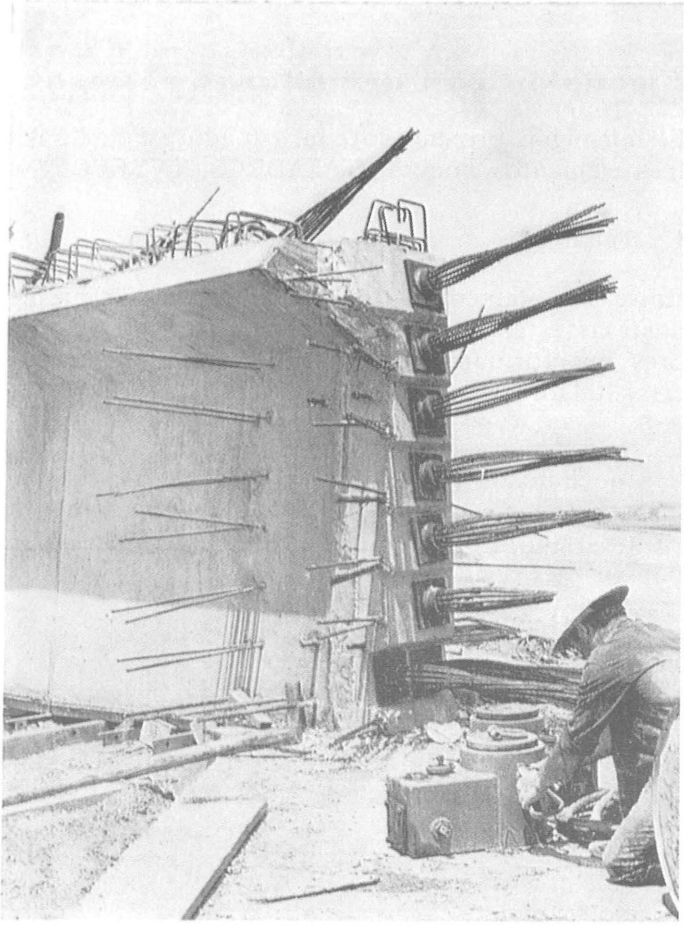


Fig. 24.6. Cabezas de anclaje en una viga postensada. Sistema Freyssinet.

Ejecución con armaduras pretesas

Una estructura de hormigón pretensado con armaduras pretesas pasa por las mismas fases de ejecución que una pieza de hormigón armado corriente: hay que preparar armaduras corrientes, moldes, etc. Hay que hormigonar, curar este hormigón, etc. La diferencia está en las armaduras de tesado, elementos característicos de este tipo de construcción. En cuanto al hormigón, el pretensado exige buena calidad, o mejor dicho, otorga menos tolerancias especialmente en algunas zonas, como, por ejemplo, en las cabezas extremas donde se concentran los órganos de anclaje. Los moldes, que tampoco presentan grandes diferencias con aquellos para hormigón armado, deben ser ejecutados cuidadosamente, sobre todo en las zonas extremas en que las superficies del hormigón deben quedar en forma precisa para recibir a los elementos de anclaje. Las bancadas sobre las que se fabrican los elementos, en general son largas, de 100 a 150 m, ya que a mayor distancia entre los elementos de anclaje mayor economía, siempre y cuando se contrarreste el momento flector a que se le somete, mediante dispositivos tales como un tirante interior de la bancada, que le imprime un esfuerzo axil, o bien empotrando en el terreno los elementos de soporte de los anclajes.

Ejecución con armaduras postesas

El hormigón pretensado con armaduras postesas exige la ejecución de tres elementos nuevos: TALADROS, INYECCIONES y JUNTAS.

1. Taladros

Entre los elementos típicos del hormigón pretensado con armaduras postesas están los taladros para pasar los «cordones»: grupo de alambres que forman cada unidad destinada a un taladro. ¿Cómo formar estos taladros?

La forma más sencilla es introducir el cordón en una vaina o tubo. Los hay de muchos tipos: lisos y corrugados. Existe la tendencia de usar los tubos corrugados por la facilidad que presentan para obtener curvaturas sin entorpecer la suavidad indispensable a la pared interior y por su mejor adherencia.

2. Inyecciones

La última operación que se ejecuta en el postesado es la inyección. Normalmente ésta se hace con una simple lechada de cemento con un aditivo plastificante. En algunos casos en que el conducto es grande puede añadirse algo de arena fina, con lo cual la lechada se convierte en un mortero.

Es conveniente repetir que ésta debe ser la última operación de postesado, pues una vez realizada la inyección es imposible volver a tensar

Fig. 24.7. Viga pretensada con armaduras pretesas (Cade, S. A.).

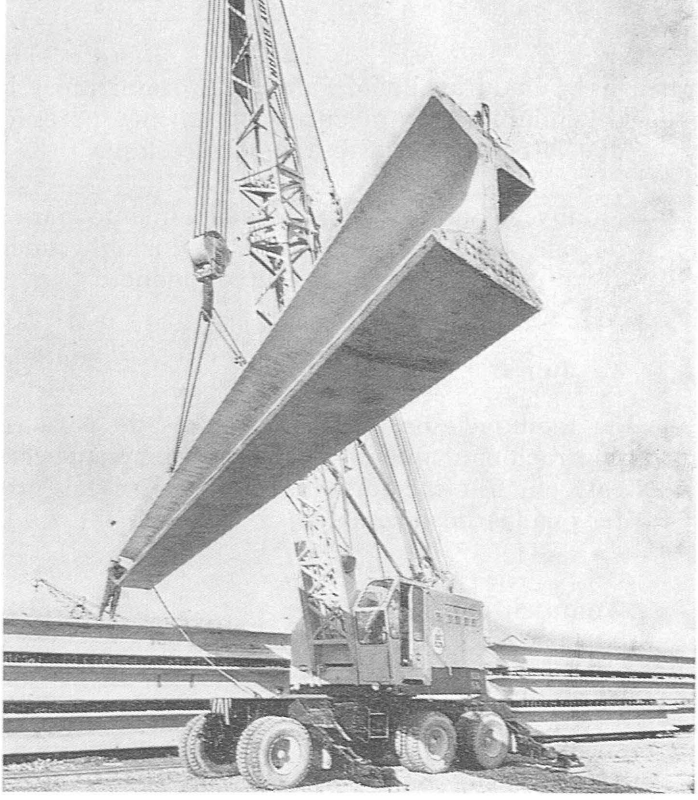
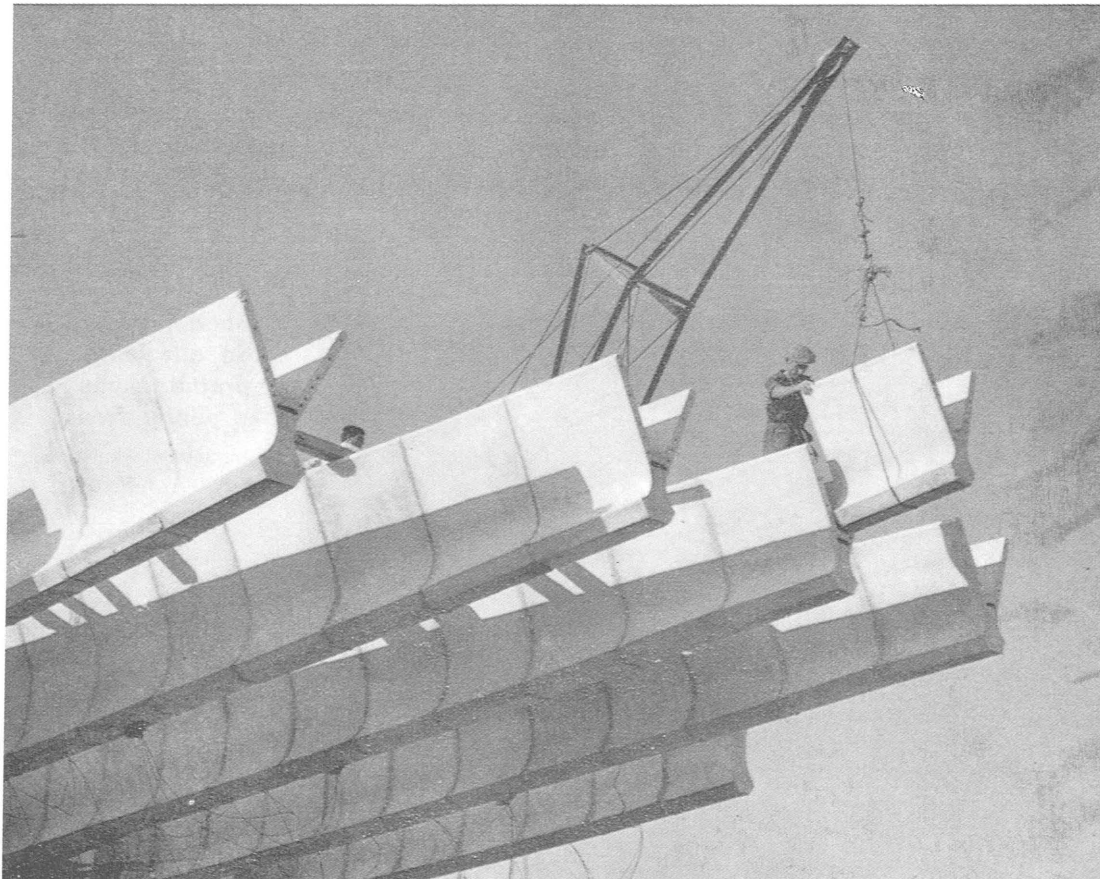


Fig. 24.8. Vigas pretensadas con armaduras postesas (Casa Barredo).



las armaduras, debido a que el rozamiento y la adherencia con la lechada endurecida impiden el corrimiento necesario de las armaduras para que la carga de postesado se modifique.

La inyección se ejecuta principalmente para proveer a las armaduras de una protección contra la corrosión y además conseguir adherencia entre éstas y la entubación o conducto.

3. Juntas

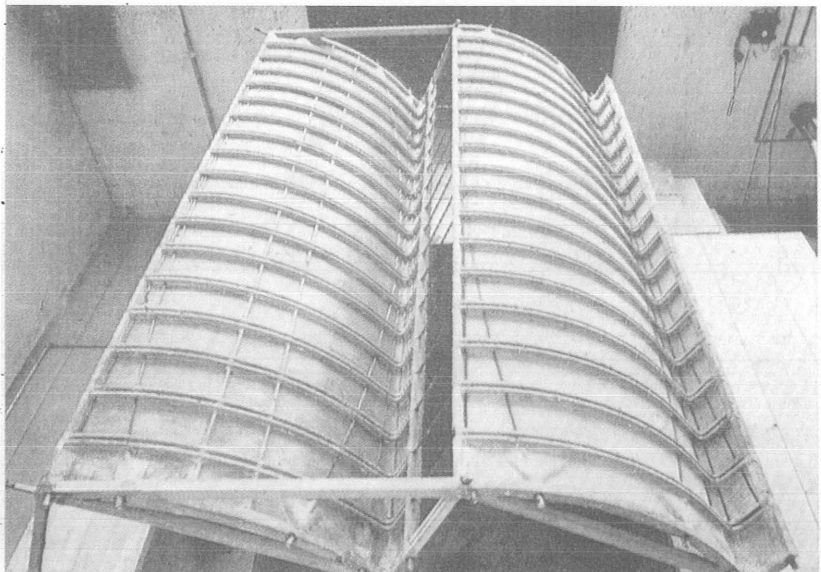
La facilidad que ofrece el pretensado para realizar uniones se aprovecha racionalmente en el sistema de construcciones por dovelas. Consiste éste en unir mediante cables unas piezas prismáticas —dovelas— prefabricadas de hormigón.

Ventajas del sistema

1. Economía de encofrados: con un solo encofrado es posible hacer cientos de dovelas.
2. Es posible la prefabricación en sitios pequeños, ya que las dovelas son de dimensiones reducidas.
3. No hay problemas de retracción (las juntas sólo constituyen un porcentaje pequeño de la longitud total de la pieza).

Inconveniente

Exige un mayor gasto de mano de obra, especialmente cuando las dovelas son muy pequeñas y entonces las juntas resultan numerosas.



Shed laminar de dovelas prefabricadas y postensadas

Ingeniero: Hossdorf

Fig. 24.9. Maqueta para el ensayo del modelo reducido.

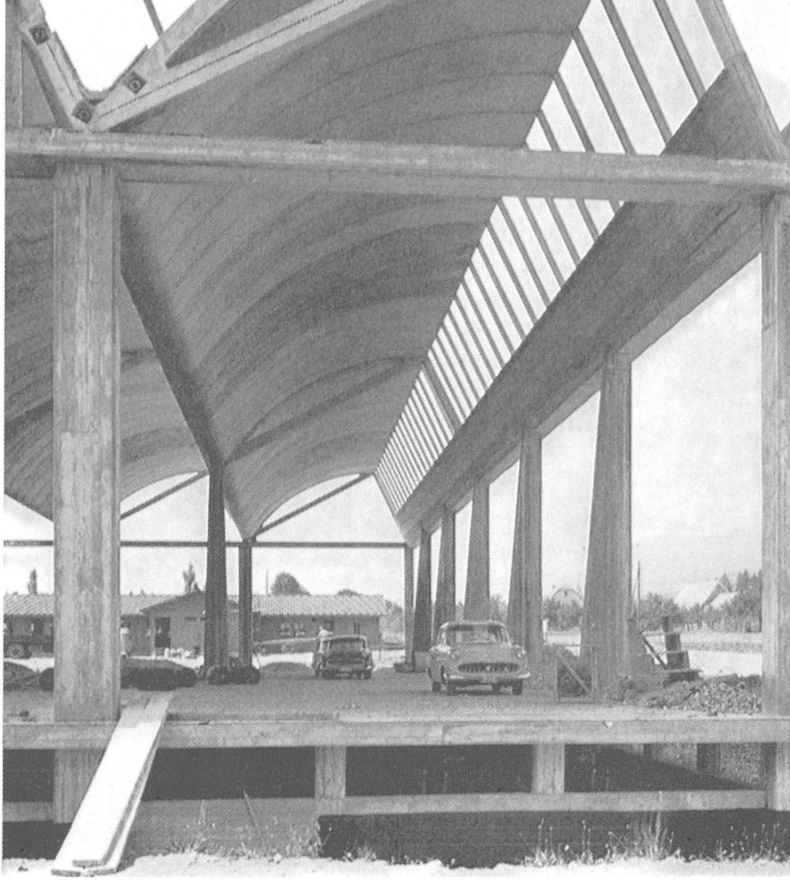


Fig. 24.10. El shed con las dovelas ya pretensadas.

Ejecución sin armaduras

Los cuatro sistemas más empleados son los siguientes:

1. APERTURA DE JUNTAS, creación de Freyssinet para sus célebres aperturas en clave de grandes arcos, y por él mismo aplicado a piezas rectas mediante el dispositivo conocido con el nombre de «saco Freyssinet», construido en palastro o caucho, según las presiones a transmitir, y que se producen al introducir en su interior un líquido a presión que produce su aumento de volumen. Se aplica en presas, túneles, carreteras.

2. REACCIONES OBLICUAS, aprovechando el propio peso del elemento constructivo para producir una compc ente horizontal, mediante un sistema de sustentación conveniente; por ejemplo, una viga sustentada en rótula y biela oblicua.

3. CEMENTOS EXPANSIVOS, creación de LOSSIER, que obtuvo cementos capaces de expansionarse hasta 50 mm por metro, es decir, 1/20 de la longitud inicial, con lo que al hormigonar entre extremos fijos origina la producción de esfuerzos de compresión.

4. SISTEMAS PREFLEX, consistente en someter una viga metálica obtenida por laminación o por soldadura, a una flexión previa muy fuerte, del mismo sentido y de magnitud igual o mayor que la prevista en servicio, recubriendo a continuación, con hormigón de muy alta resistencia, la zona de tracción de dicha viga metálica. La carga se mantiene hasta que el hormigón se haya endurecido. Entonces se libera la viga del dispositivo que la mantenía en flexión, con lo que se provoca una fuerte precompresión del hormigón de recubrimiento y se origina una flecha «de retorno» sensiblemente menor, en valor absoluto, a la de preflexión. De este modo pueden utilizarse perfiles metálicos de acero de alta resistencia, sin que su empleo esté limitado por su deformabilidad.

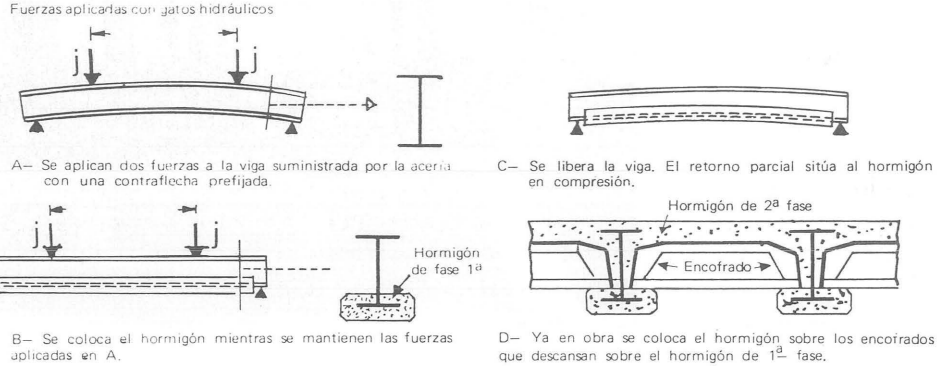


Fig. 24.11. Viga Preflex.

Fig. 24.12. Transporte de una viga Preflex de 37 m.

25 tipología del hormigón pretensado

Estructuras lineales ☆ Forjados ☆ Cubiertas ☆ Fachadas
Acueductos ☆ Depósitos ☆ Soluciones singulares

Estructuras lineales

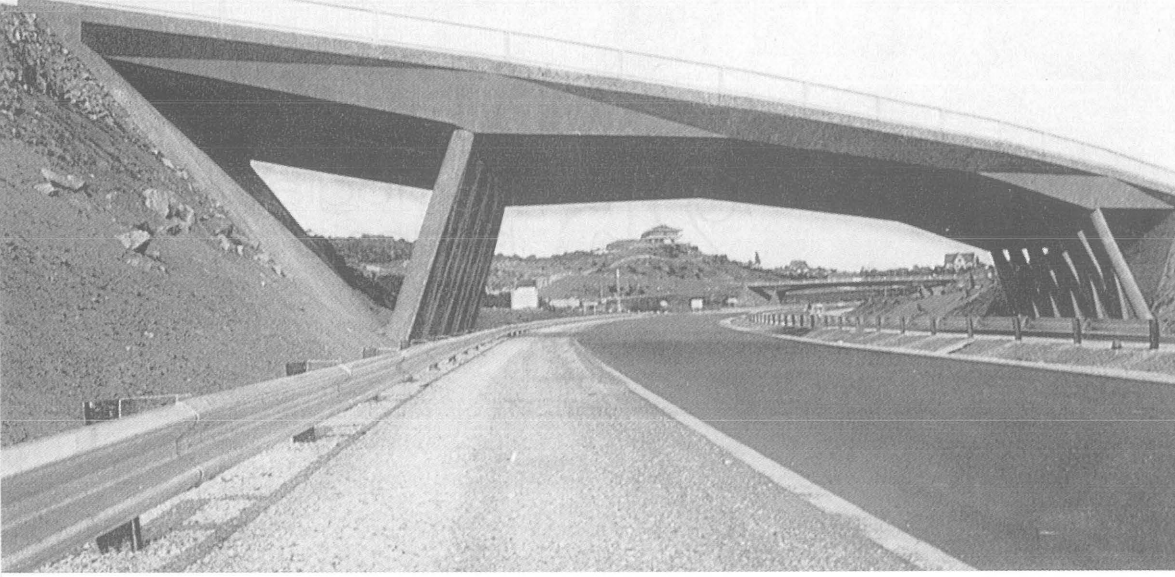
El hormigón pretensado encuentra sus campos idóneos de aplicación en las piezas lineales que trabajan a tracción o flexión, TIRANTES y VIGAS, siendo más idóneo su empleo cuanto mayores son la luz a salvar y las cargas a absorber, hasta un cierto límite. Pero en estos temas, la tipología se ve forzada a buscar soluciones originales, con objeto de salvar los grandes problemas que plantea su proceso constructivo.

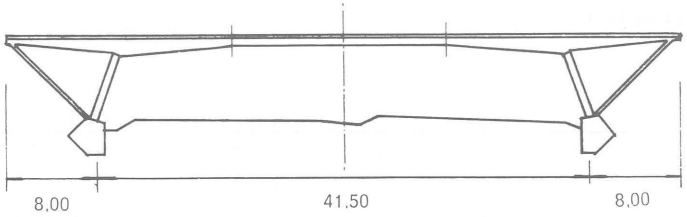
La importancia de la ejecución es grande, no sólo para el constructor, sino también para el proyectista, ya que no se puede proyectar y calcular una estructura importante o singular sin tener en cuenta la forma de construirla y los problemas que se plantearán en las sucesivas fases constructivas.

Como es lógico, no es posible dar normas exactas sobre el proceso de ejecución de una obra, ni se podía escribir un tratado completo con todos los sistemas adecuados para cada caso particular, ya que es difícil dar normas generales; la ejecución no es expresable en fórmulas matemáticas; es más un arte que una ciencia y, por lo tanto, tiene mucho de personal: cada cual tiene sus sistemas, producto de sus experiencias, equipos disponibles...

Autor, constructor, tema y condiciones particulares marcan el camino en cada caso. Y así, en hormigón pretensado, el peso y tamaño de los elementos, sistemas de pretensado o postensado, equipos, medios auxiliares, etc., vienen a condicionar soluciones diferentes aun para temas análogos.

Así, por ejemplo, cuando se trata de construir un elemento de hormigón pretensado ejecutado in situ, los problemas son similares a los del hormigón armado, más otra serie de detalles tales como: disposición de





Figs. 25.1 y 25.2. Puente de Navacerrada, con extremos volados atirantados. C. Fernández Casado, ingeniero.

anclajes, tesado, corte de armaduras... De sus muy variados ejemplos, cabe destacar por su tipología singular las siguientes soluciones:

— Puentes con voladizos extremos atirantados en punta, hacia abajo, para reducir los momentos de vano (figs. 25.1 a 25.2).

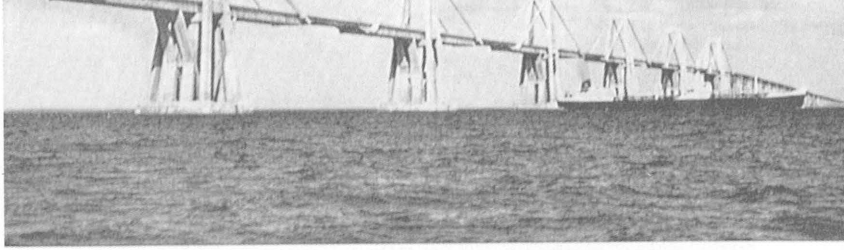
— Puentes de gran luz, con apoyos intermedios colgados, hacia arriba, mediante tirantes que suben hasta los castilletes de apoyo (figuras 25.3 a 25.5).

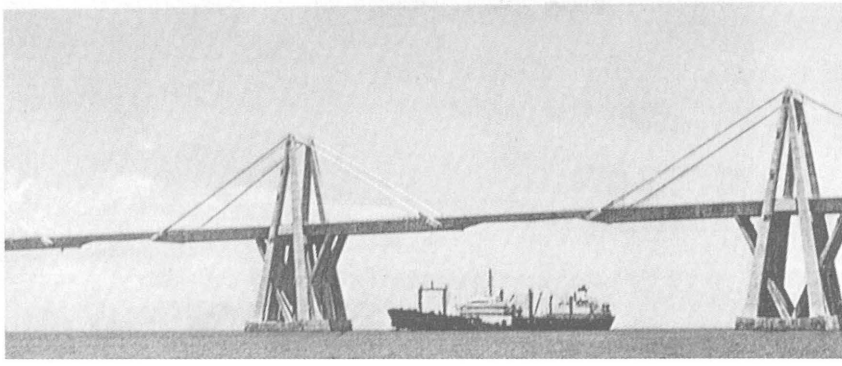
— Puentes de tramos sucesivos, ejecutados tramo a tramo en uno de los extremos, y que luego son empujados para que, deslizándose sobre los patines de apoyo, terminen por llegar al otro extremo (fig. 25.6).

— Puentes ejecutados por roscas sucesivas en punta, avanzando en voladizo, a la vez que el encofrado desliza y se adapta a la forma de la sección, que puede ser de canto variable.

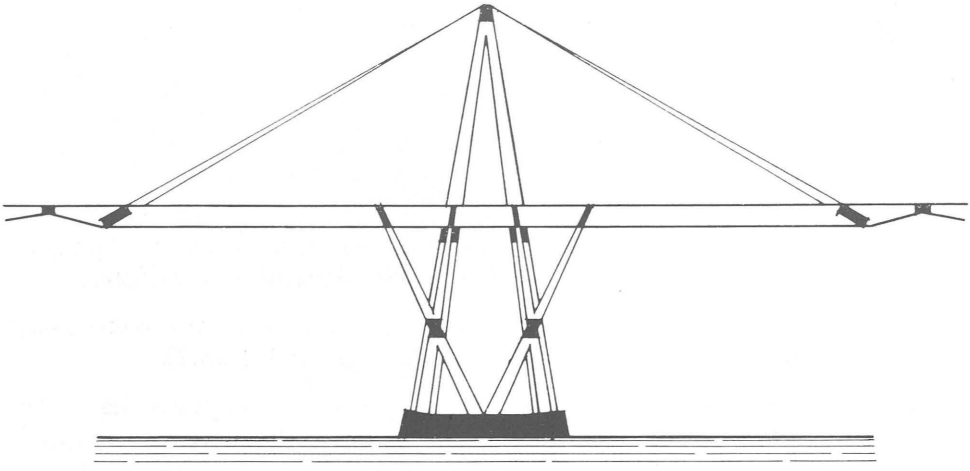
Cuando, por el contrario, en vez de hormigonar in situ se va a piezas prefabricadas, la forma de su puesta en obra permite llegar a soluciones distintas, tales como:

— Prefabricación de piezas rectas, enterizas y pretensadas, o por dovelas postensadas, que, ejecutadas a un lado, se trasladan lateral-





Figs. 25.3 a 25.5. Puente de Maracaibo, con tirantes de cuelgue
R. Morandi, ingeniero.



mente sobre patines hasta su posición definitiva. Este sistema exige que las piezas tengan una cierta rigidez transversal, y de ahí que se empleen secciones en I, σ, λ... (fig. 25.7).

— Prefabricación de elementos lineales y lanzamiento longitudinal mediante cables o cimbras articuladas (figs. 25.8 y 25.9).

— Prefabricación de dovelas y avance en voladizos sucesivos, efectuando el cosido por postensado, dovela a dovela. Ello permite construir voladizos sin andamios, ni cimbras, ni encofrados; y la ejecución de elementos de gran luz, en los que no es posible cortar el tránsito inferior, como ocurre con los viaductos urbanos.

Fig. 25.6. Puente sobre el ría Andarax, con tablero continuo, lanzado tramo a tramo desde un extremo al otro. J. A. Torroja, ingeniero.

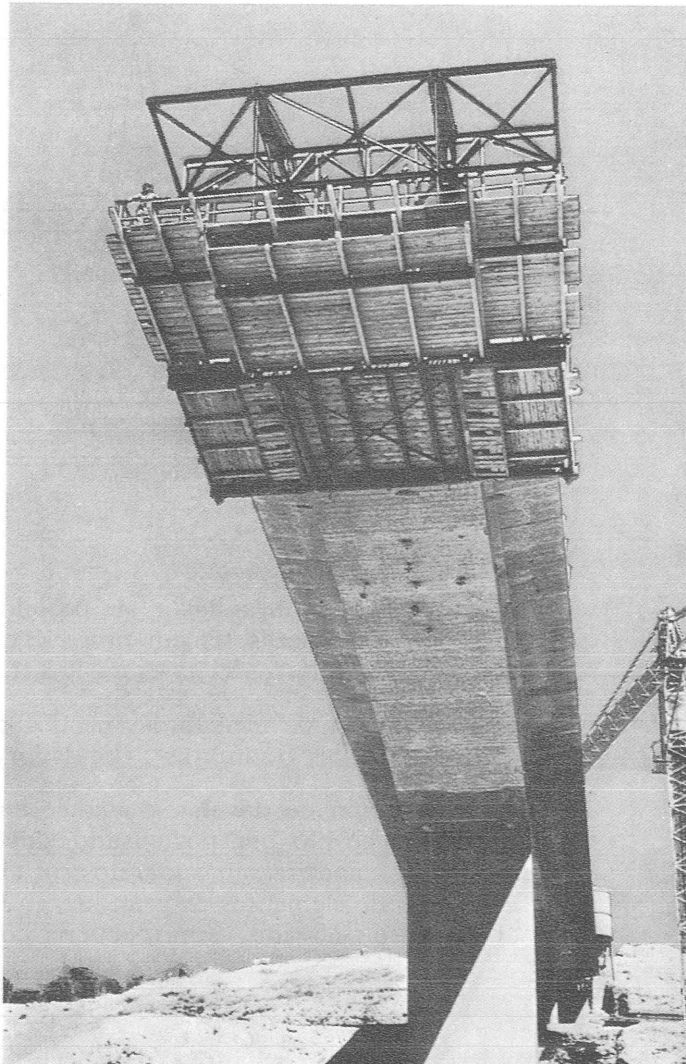


Fig. 25.7. Puente de Priego, ejecutado con voladizos sucesivos hormigonados in situ. Carlos Fernández Casado, ingeniero.

Fig. 25.8. Puente de Torrente. Lanzamiento lateral. F. del Pozo, ingeniero.

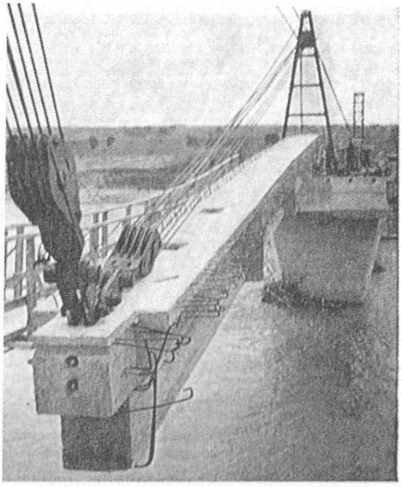


Fig. 25.9. Puente de Almodóvar. Lanzamiento con cables. C. Fernández Casado, ingeniero.

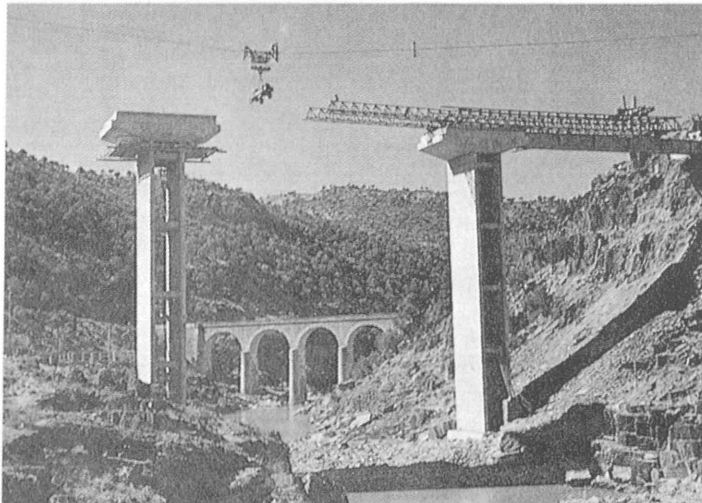
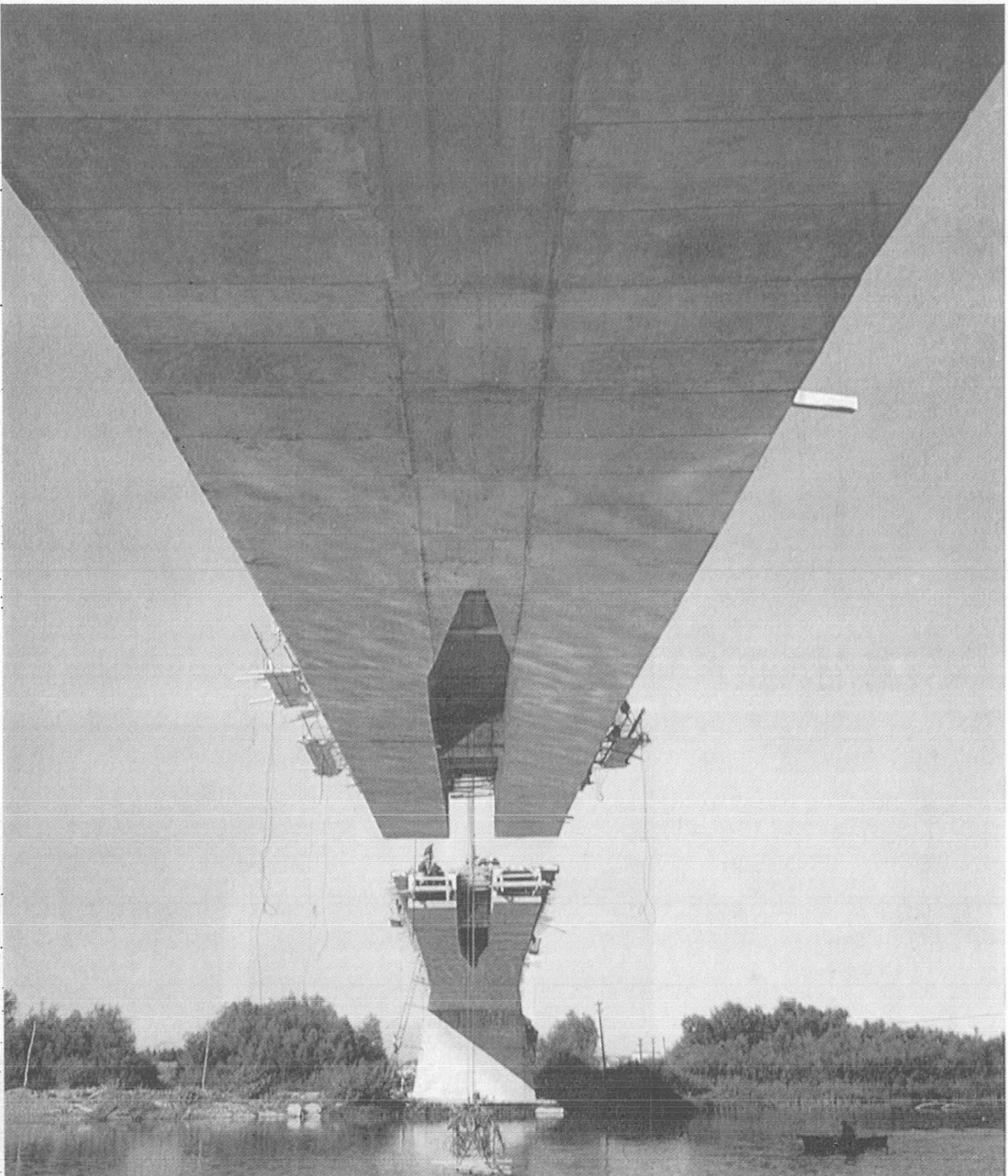


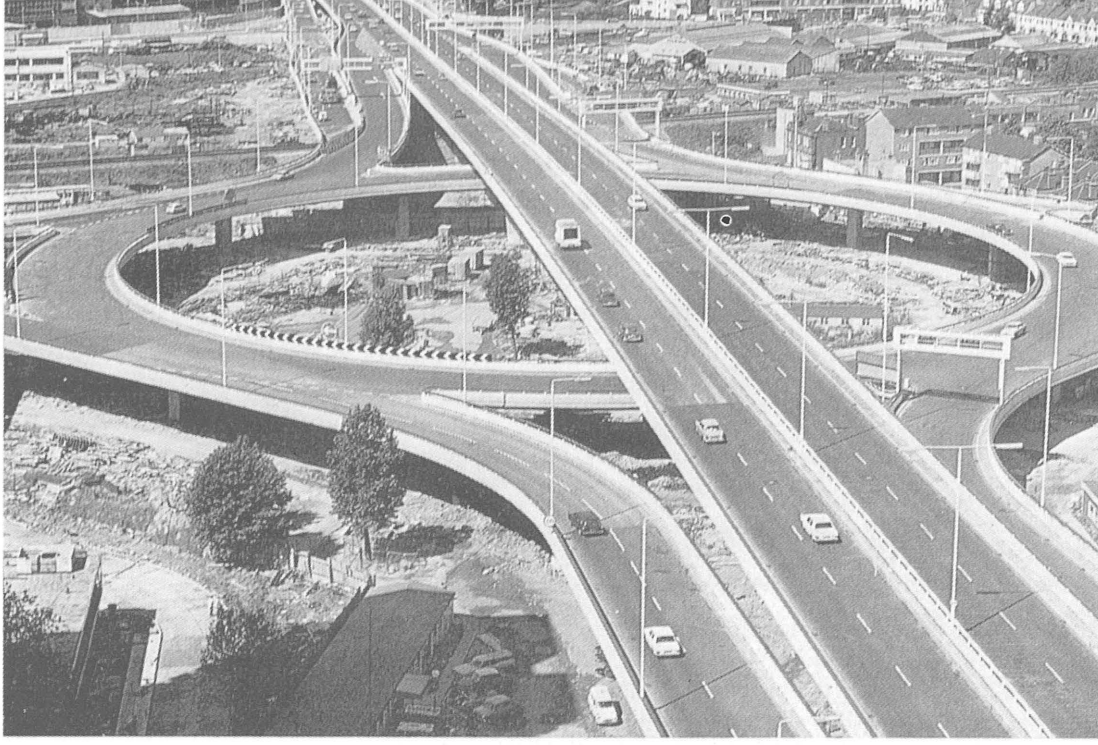
Fig. 25.10. Puente de Almonte. Lanzamiento con cimbra. F. del Pozo, ingeniero.

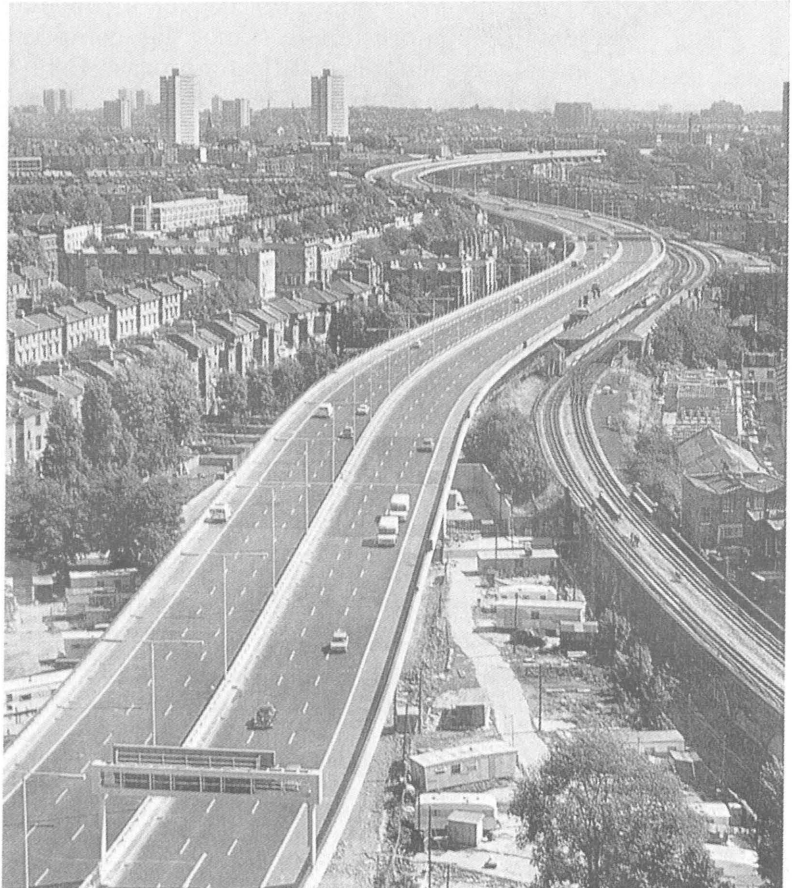
Se empiezan a colocar las dovelas de arranque, junto a las pilas, para terminar en el centro, anclando las dovelas con los mismos cables de tesado mediante dispositivos especiales de empalme. Al final, en clave, se hace un cosido de los dos voladizos. Con esta técnica se han construido gran número de viaductos urbanos, sin perturbar el tráfico, y haciendo de nuevo que el puente adquiera valores arquitectónicos.

Fig. 25.11. Puente de Castejón, de dovelas prefabricadas montadas por voladizos sucesivos. C. Fernández Casado, ingeniero.



construcción por voladizos sucesivos





Figs. 25.12 y 25.13. Viaductos urbanos en Londres.

Forjados

Los forjados de hormigón pretensado repiten todos los tipos del hormigón armado en sus soluciones prefabricadas, a las que aventajan por la siguiente serie de circunstancias:

1. Como todo el hormigón de la sección pretensada está en compresión, se aleja el peligro de fisuración y puede garantizarse mejor la durabilidad de las armaduras frente al peligro de corrosión.
2. Tanto la calidad del hormigón como del acero, ya están probadas por el propio pretensado en el momento de cortar las armaduras.
3. Si por cualquier causa imprevista se produjese la fisuración de la pieza, dichas fisuras desaparecen y se cierran al desaparecer la causa productora.
4. Las deformaciones, o flechas, son mucho menores que en piezas de sección análoga de hormigón armado, al ser mayor el área comprimida que interviene en el cálculo de la rigidez.
5. Mayor facilidad de absorción del esfuerzo cortante al inclinarse las isostáticas por efecto del pretensado. Ello se traduce en la posibilidad de fabricar piezas más ligeras que las de H. A., por poder ser más delgadas de alma.

De entre todos los tipos de forjados con piezas de hormigón pretensado, cabe destacar:

1. Las viguetas resistentes ofrecen el inconveniente de que en sus cabezas de compresión se suman las compresiones de pretensado y flexión, haciéndolas antieconómicas. Esta fue la causa inicial del empleo de semiviguetas.
2. Las viguetas semirresistentes ofrecen uno de sus campos más idóneos de aplicación, por su reducido peso, gran deformabilidad, que permite fijar la contraflecha apropiada, y no fisuración.

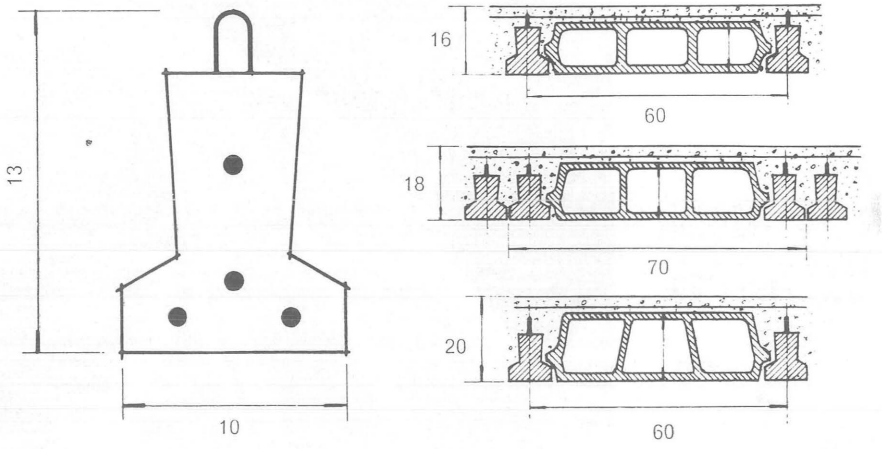


Fig. 25.14. Forjados de viguetas semirresistentes pretensadas.

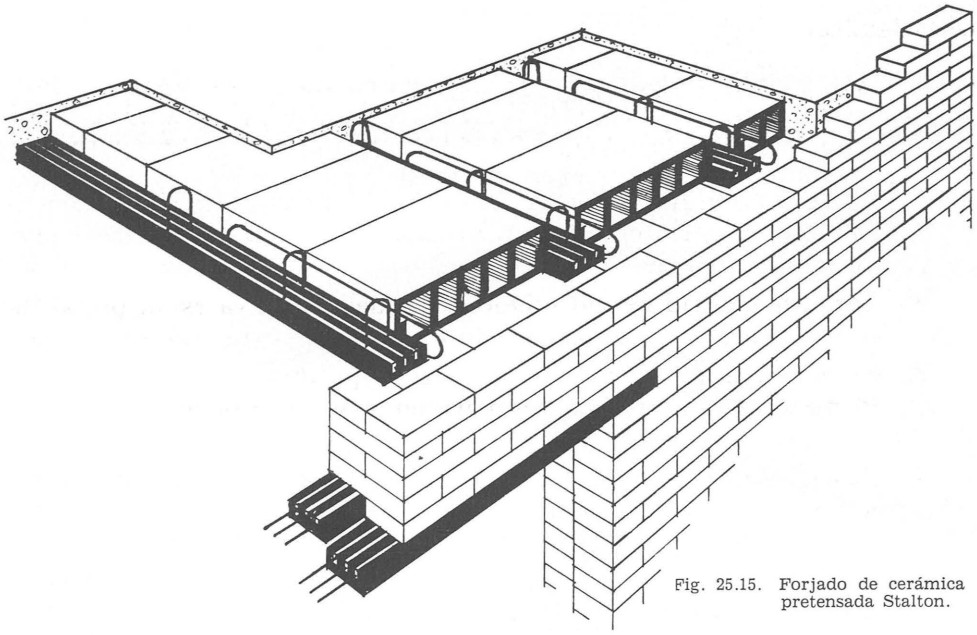


Fig. 25.15. Forjado de cerámica pretensada Stalton.

3. Las soleras pretensadas, que sólo tienen el ala inferior, sin alma, constituyen la máxima actualidad en el campo de las viguetas pretensadas, de hormigón o cerámica. Con este tijo de viguetas y piezas en U de entrevigado pueden hacerse forjados reticulados, sin necesidad de encofrado.

4. Para grandes cargas o luces, las soluciones huecas, en Ω, en U, en π..., permiten soluciones económicas por su gran anchura.

Fig. 15.16. Forjado de vigas ocultas Rubiera.

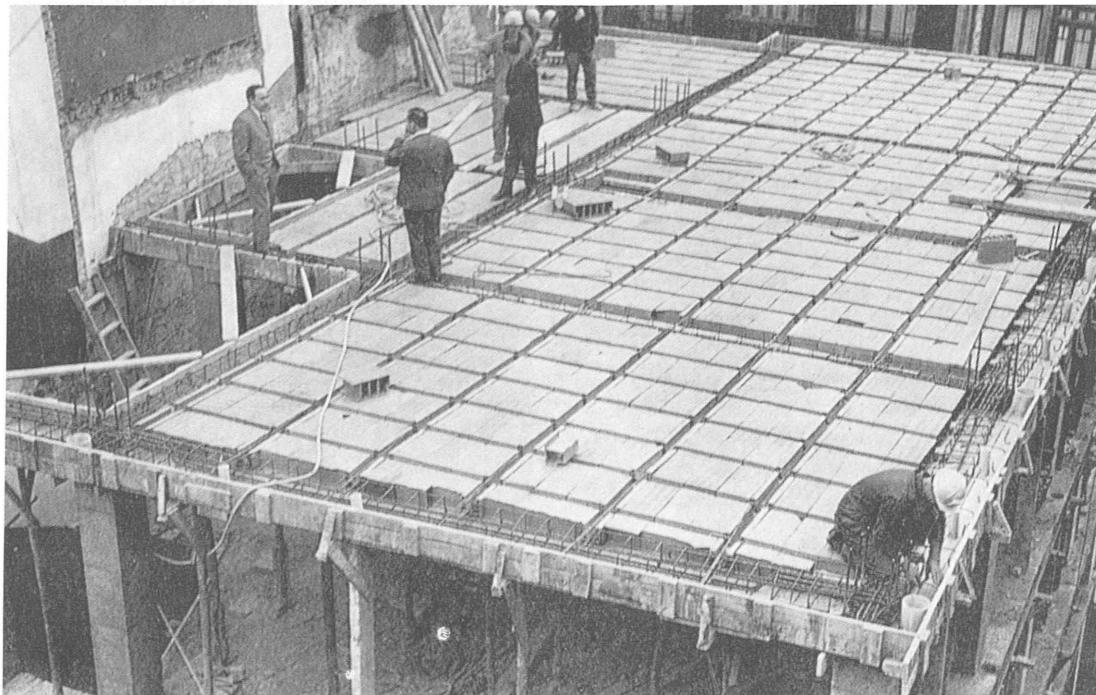
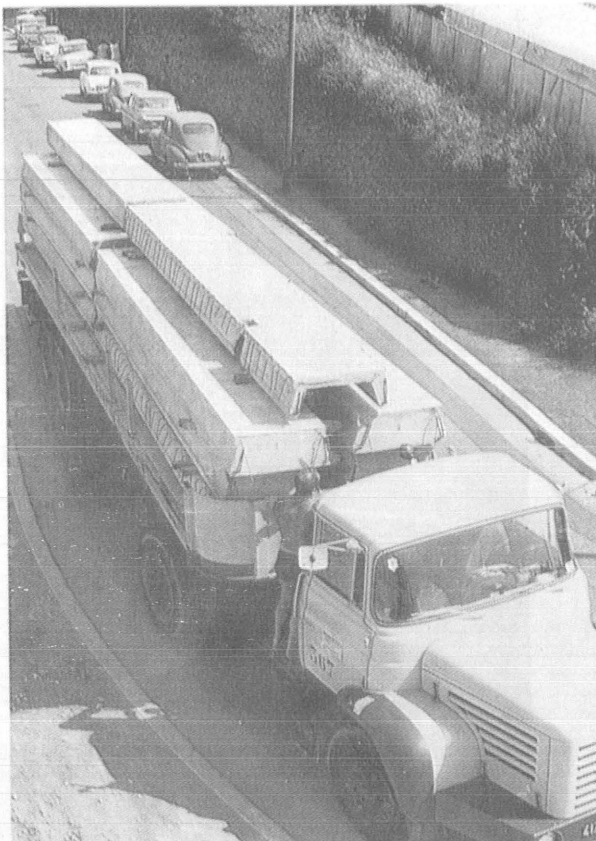


Fig. 25.17. Forjados de piezas huecas Spiroll.

Fig. 25.18. Forjados en T, Cade.

Fig. 25.19. Forjados en U, Costamagna.



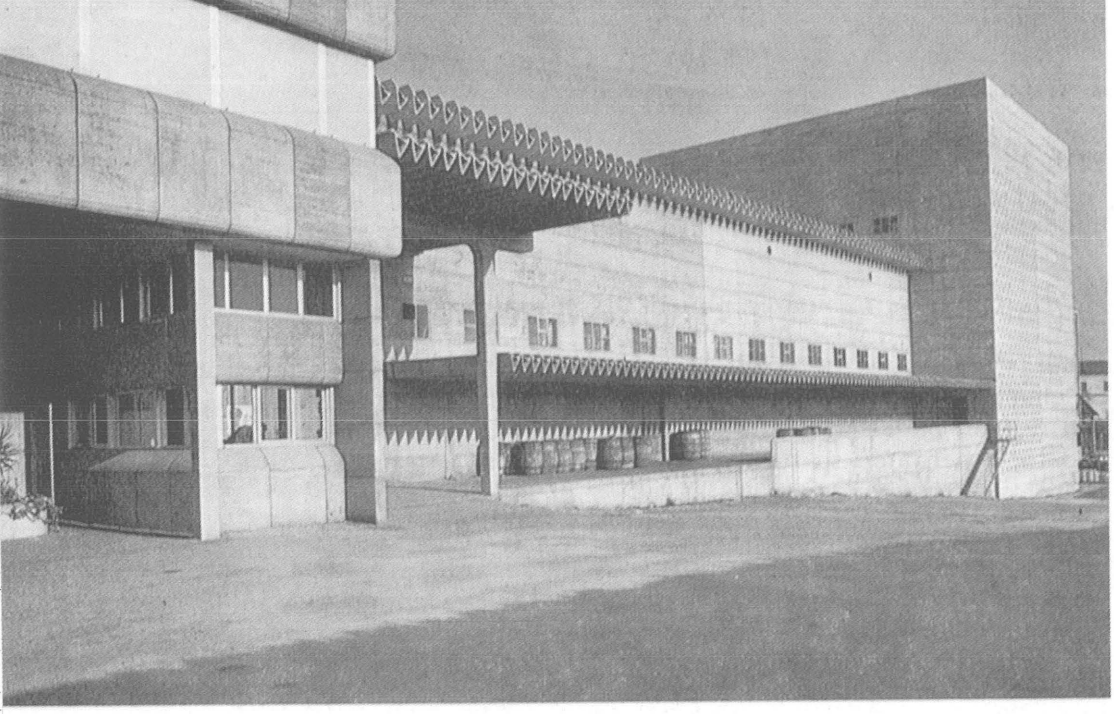
Cubiertas

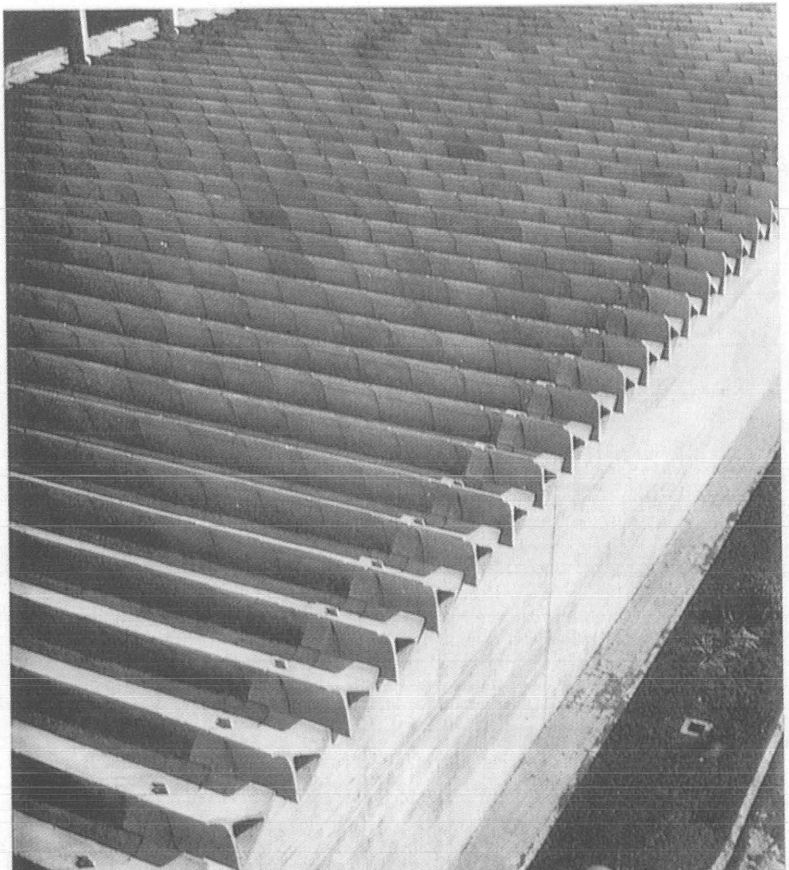
El hormigón pretensado ofrece dos tipos importantes de soluciones de cubiertas, de carácter bien diferenciado: las constituidas por elementos laminares y las definidas por piezas lineales a modo de forjados.

En las cubiertas laminares pretensadas cabe distinguir las que el pretensado es sólo elemento auxiliar —zunchos en cúpulas, nervios en plegaduras, elementos de borde...— de las que aceptan la prefabricación de elementos pretensados como solución fundamental constructiva. En general son piezas ligeras, que por su muy reducido espesor y pequeña superficie permiten su fácil transporte y puesta en obra.

Las cubiertas definidas por elementos lineales pretensados permiten cubrir grandes luces, con elementos muy ligeros, que aceptan la solución de piezas huecas de pared muy delgada. Y una vez aceptada esta solución, un arquitecto, Miguel Fisac, jugará con la forma de las secciones transversales para resolver de modo original los problemas funcionales de aislamiento térmico y humídico, iluminación cenital, a la par que las estructurales.

Fig. 25.20. Láminas prefabricadas pretensadas.





Figs. 25.21 y 25.22. Centro de Estudios Hidrográficos. Cubierta de piezas prefabricadas por dovelas y postensadas. M. Fisac, arquitecto.

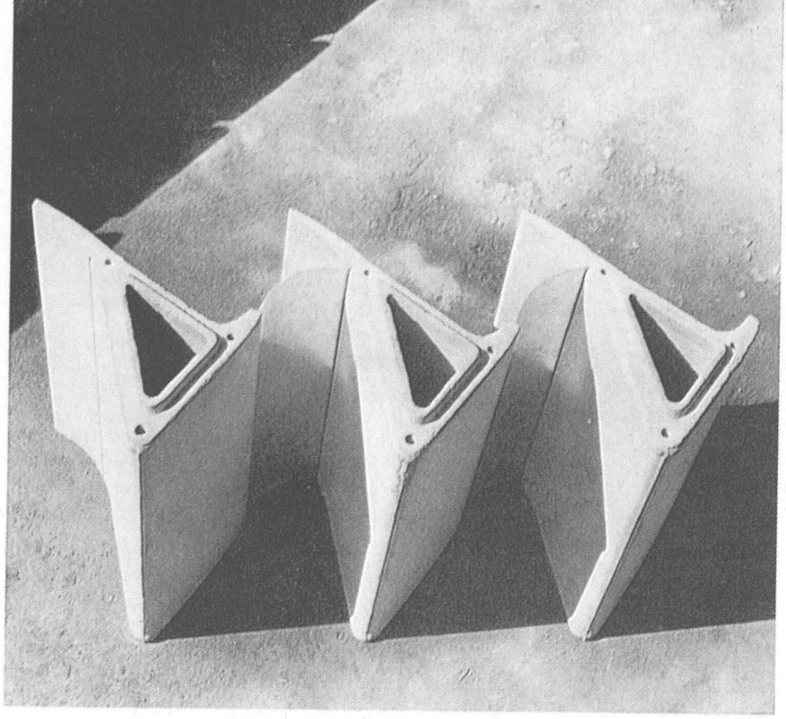


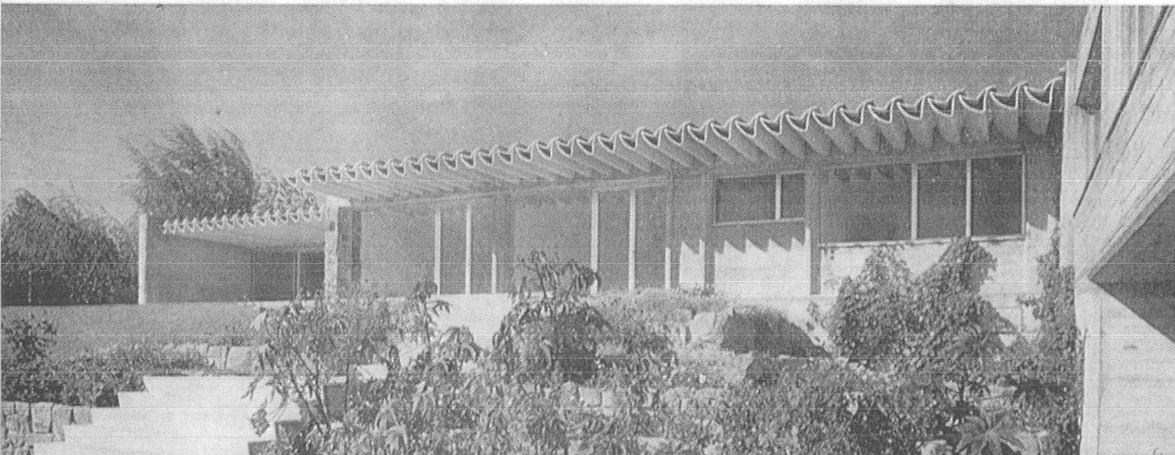
Fig. 25.23. Piezas prefabricadas.

Fig. 25.24. Cubierta de una fábrica en Vich. M. Fisac, arquitecto.

Fig. 25.25. Fábrica Bouman. M. Fisac, arquitecto.

Y en soluciones prefabricadas por dovelas y postensadas, o en piezas pretensadas de la longitud igual a la luz a salvar, nacerán nuevas formas huecas, de secciones transversales muy variadas, a las que por sus formas se bautizarán con el nombre de los «huesos de Fisac».

Fig. 25.26. Vivienda unifamiliar. M. Fisac, arquitecto.



Colegio de la Asunción

M. Fisac, arquitecto

Figs. 25.27 y 25.28.

exterior

interior de la capilla

Fachadas

La posibilidad de obtención de piezas huecas pretensadas, de la altura de planta, ha permitido el desarrollo de soluciones originales de fachadas, en las que el H. P. pasa a cumplir misiones funcionales y de acabado. Iiniciado el tema con elementos lineales, tiende en la actualidad al empleo de grandes paneles, de reducido peso por la delgadez de sus dobles paredes.

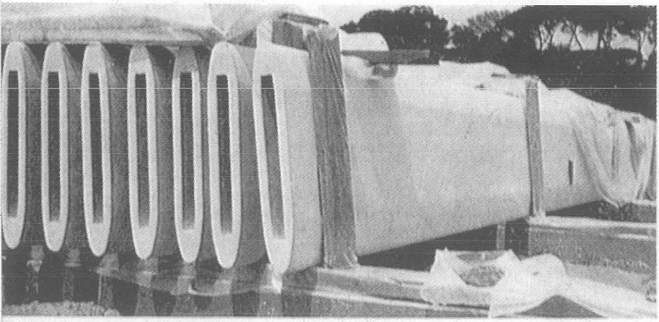


Fig. 25.29. Piezas huecas pretensadas. V. Peiró, constructor.

Fig. 25.30. Oficinas centrales de Dragados y Construcciones. J. Ramos Esteve, arquitecto.

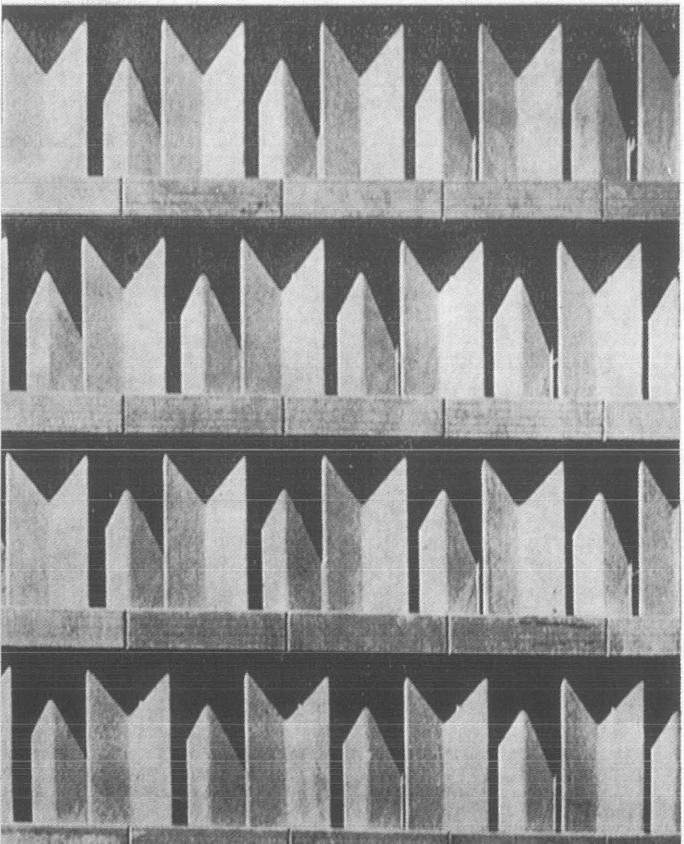
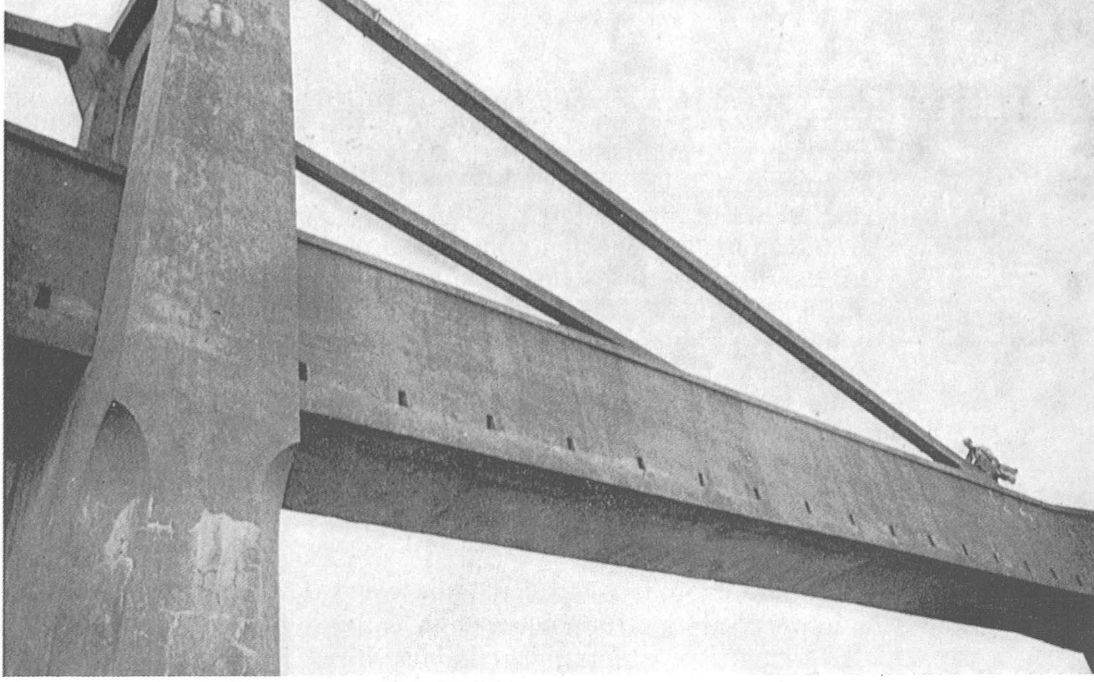


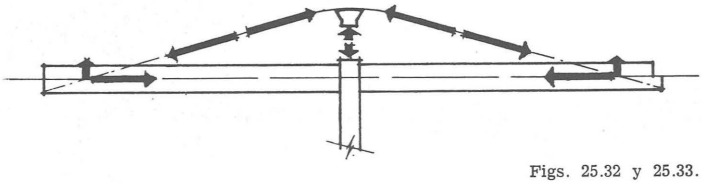
Fig. 25.31. I.B.M., en Madrid. Fachada de piezas huecas pretensadas de sección en boomerang. M. Fisac, arquitecto.



Acueducto de Tempul
E. Torroja, ingeniero

detalle

esquema estructural



Figs. 25.32 y 25.33.

Acueductos

Aunque el problema general de un acueducto es análogo al de las estructuras lineales sometidas a flexión, resulta interesante el estudiar unos pocos casos particulares, nacidos como consecuencia de su necesaria impermeabilidad, para evitar las pérdidas de agua.

¿Cómo garantizar la impermeabilidad del hormigón?... Haciendo que todo el hormigón esté en compresión, con la consiguiente eliminación de los peligros de fisuración. Sirvan de ejemplo tres soluciones concebidas por TORROJA, en aquellos primeros años en los que el hormigón pretensado era más un concepto que una realidad:

1. Acueducto de Tempul: En este caso, el pretensado se consiguió aumentando la altura de los castilletes de apoyo, sobre cuyas coronaciones pasaban los cables que sustentaban los extremos en voladizo del acueducto.

2. Acueducto de Alloz: Se adoptó una estructura definida por un tramo continuo, sobre dos apoyos, cuyos dos voladizos extremos eran de luz mitad que la salvada en el vano central. Con ello, los momentos de empotramiento hacían que ninguna fibra inferior estuviese a tracción. Y las tracciones en las fibras superiores eran cambiadas de signo mediante el pretensado de pares de cables alojados en las líneas de borde superior. Bridas uniformemente espaciadas y separadores colocados con ayuda de gatos ponían los cables en tensión. Unos tensores permitieron dar un pretensado transversal, con lo que el acueducto quedó comprimido en todos los sentidos.

3. Proyecto de acueducto: En el que la compresión longitudinal era producida por los empujes de un gran arco triarticulado.

Hoy día, con el empleo de tubos o canales pretensados, se consigue fácilmente la impermeabilidad, en elementos constructivos ligeros, de gran capacidad resistente, y económicos, dada su prefabricación en taller.

Acueducto de Alloz

E. Torroja, ingeniero

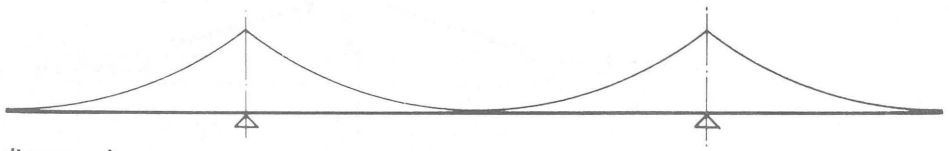
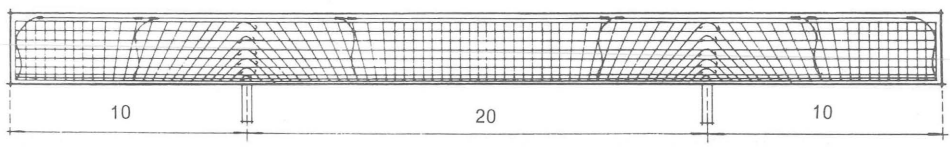
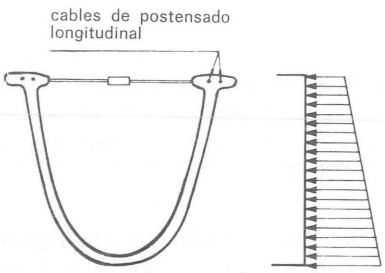


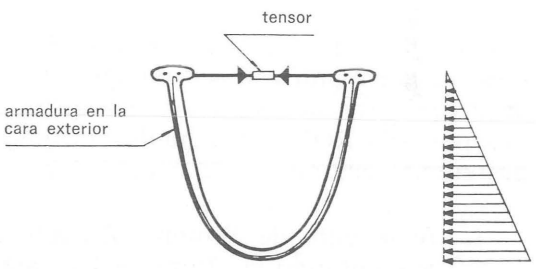
diagrama de momentos



sección longitudinal



compresión longitudinal



compresión transversal en la cara interior

Figs. 25.34 y 25.35. Acueducto de Alloz

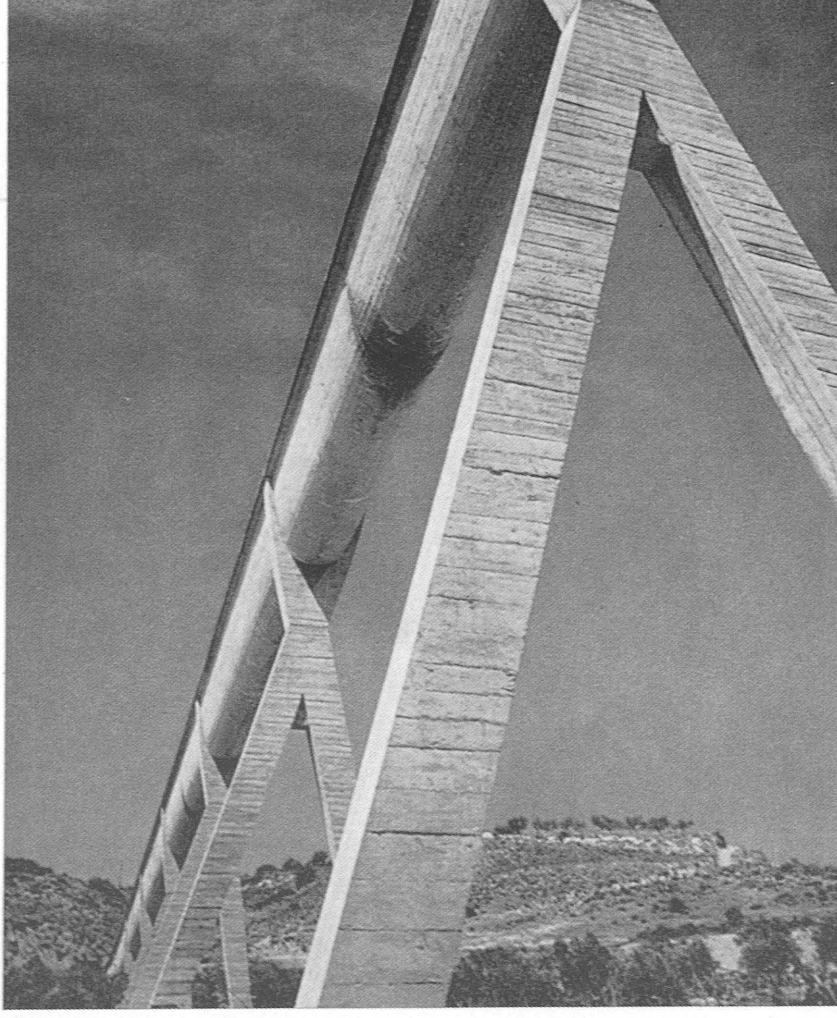
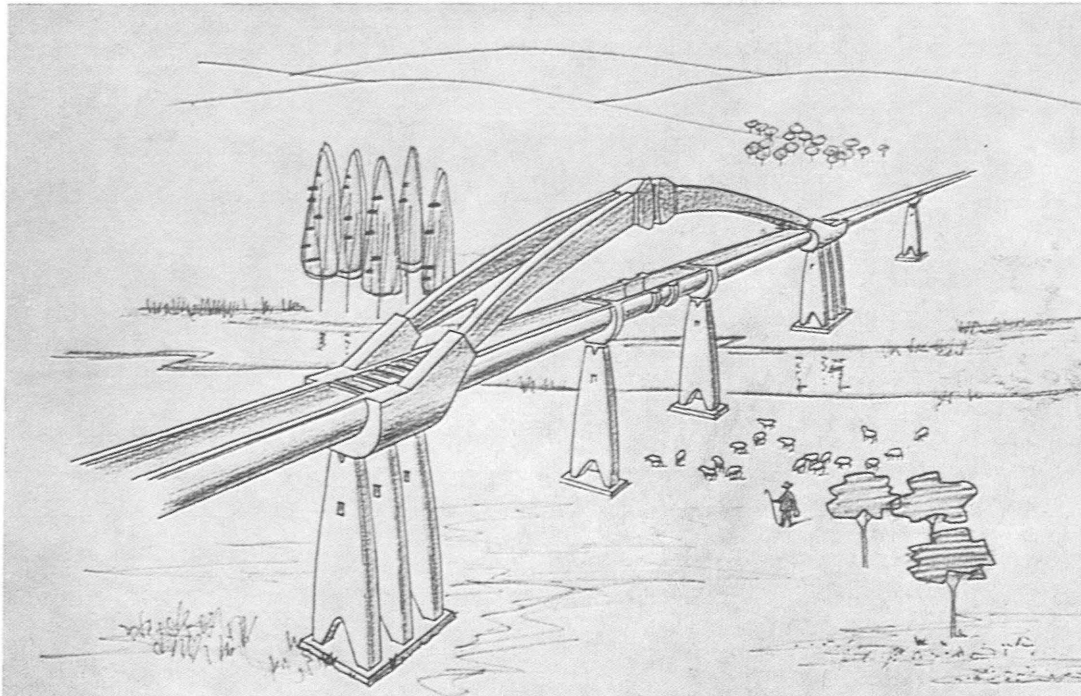


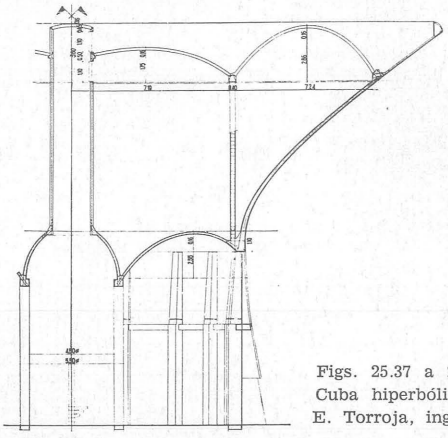
Fig. 25.36. Proyecto de acueducto. E. Torroja, ingeniero.

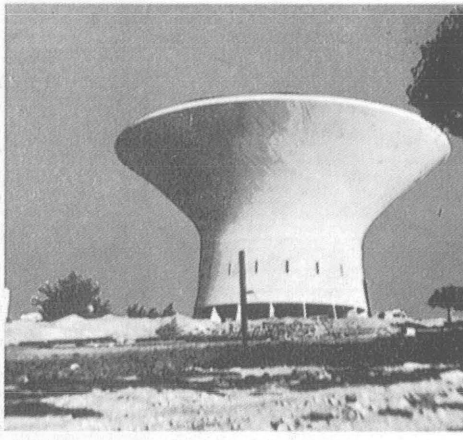


Depósitos

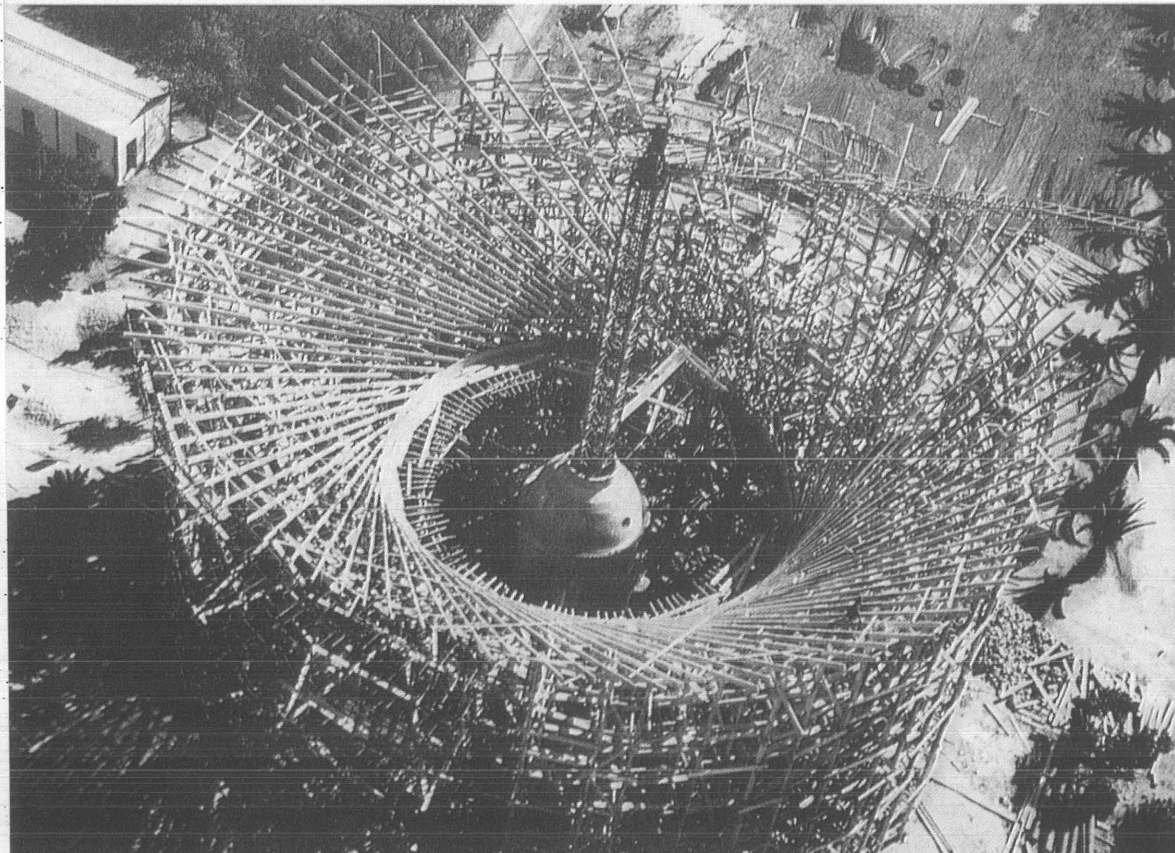
La impermeabilidad de la pared de un depósito también puede conseguirse de forma eficiente dentro de las técnicas del pretensado, mediante la aplicación de técnicas muy variadas, cuyos ejemplos más característicos son los siguientes:

1. Mediante armaduras perimetrales de zunchado colocadas en tensión mediante devanaderas especiales, o por retesados sucesivos con objeto de eliminar el rozamiento.



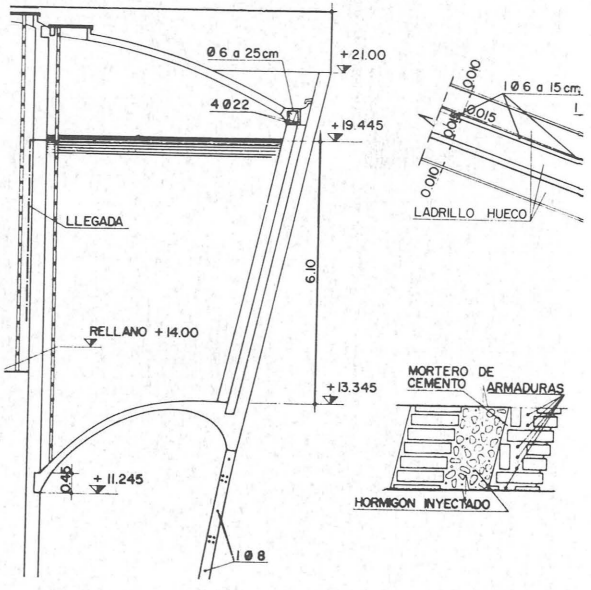


Figs. 25.37 a 25.38.
Cuba hiperbólica de Fedala
E. Torroja, ingeniero.



2. Con armaduras rectas, que siguen las directrices rectilíneas de la cuba parabólica-hiperbólica, tal como hizo TORROJA en el depósito elevado de Fedala.

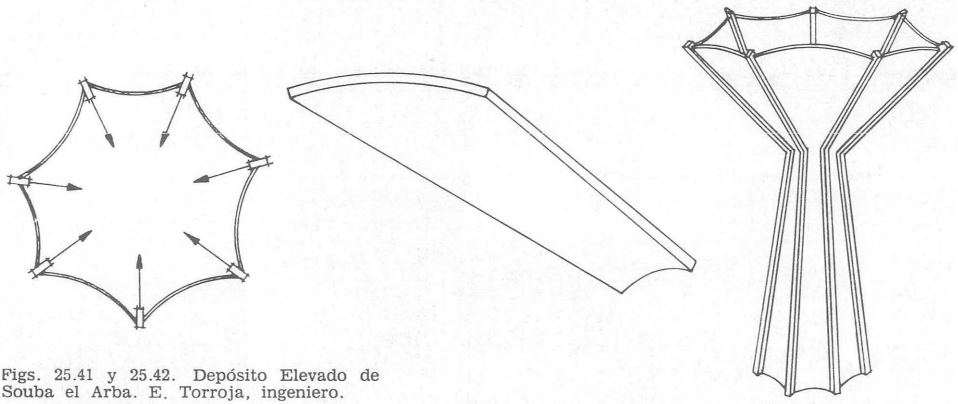
3. Poniendo en tensión las armaduras antes de hormigonar, para lo cual se construye una primera pared de



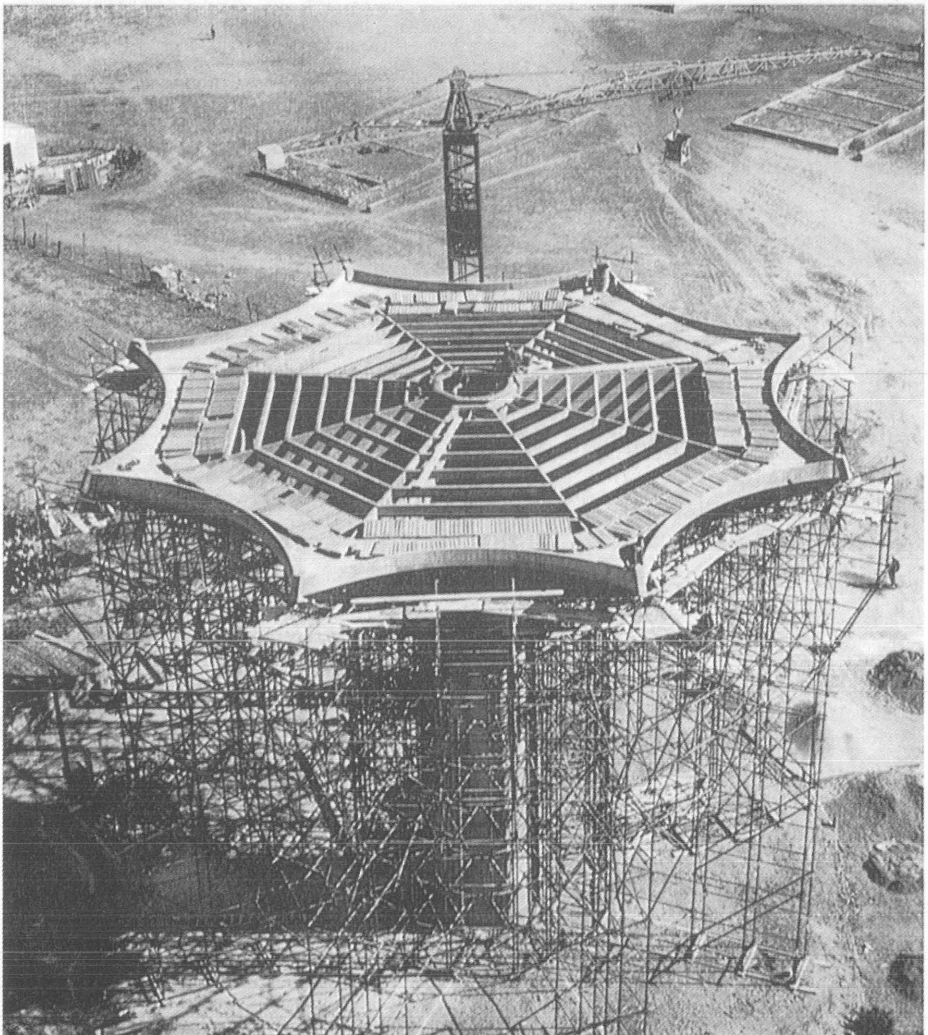
Figs. 25.39 y 25.40. Depósito Elevado del Centro de Energía Nuclear, Madrid. F. del Pozo, ingeniero.

fábrica de ladrillo con las armaduras, y se llena con agua a cota superior para poner en tensión las armaduras. Entonces se inyecta el hormigón a presión, y al bajar el agua a su nivel el hormigón queda pretensado (Depósito de Energía Nuclear, en Madrid).

4. Con piezas radiales, tensadas al centro, que deforman los lóbulos perimetrales poniéndolos en compresión.



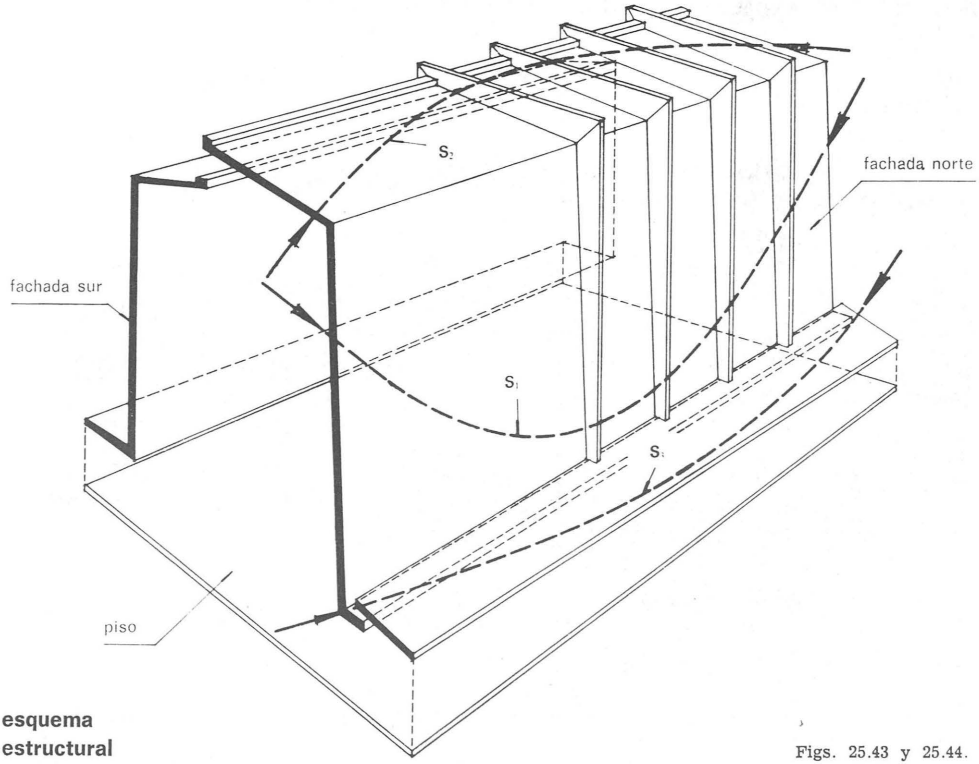
Figs. 25.41 y 25.42. Depósito Elevado de Souba el Arba. E. Torroja, ingeniero.



exterior

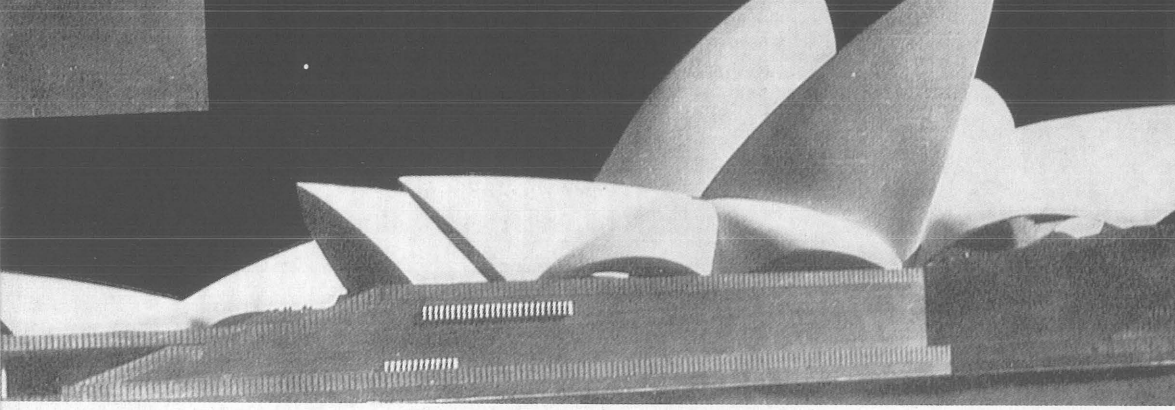
Iglesia en Gandía

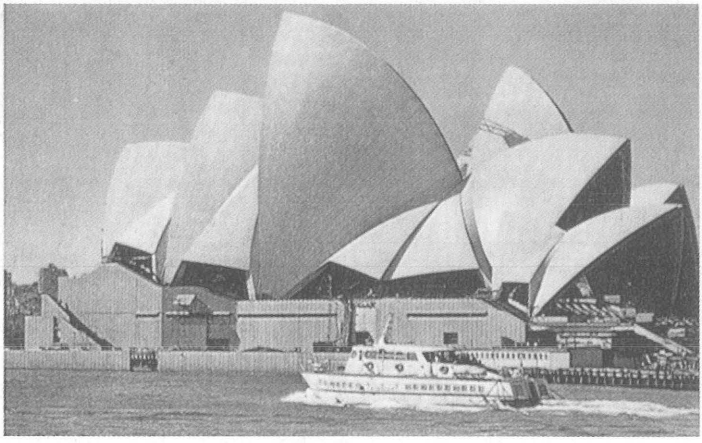
G. Echegaray, arquitecto
E. Torroja, ingeniero



esquema estructural

Figs. 25.43 y 25.44.





Opera de Sidney
Utzon, arquitecto
Ove Arup, ingenieros

Figs. 25.45 y 25.46. Maqueta y realidad.

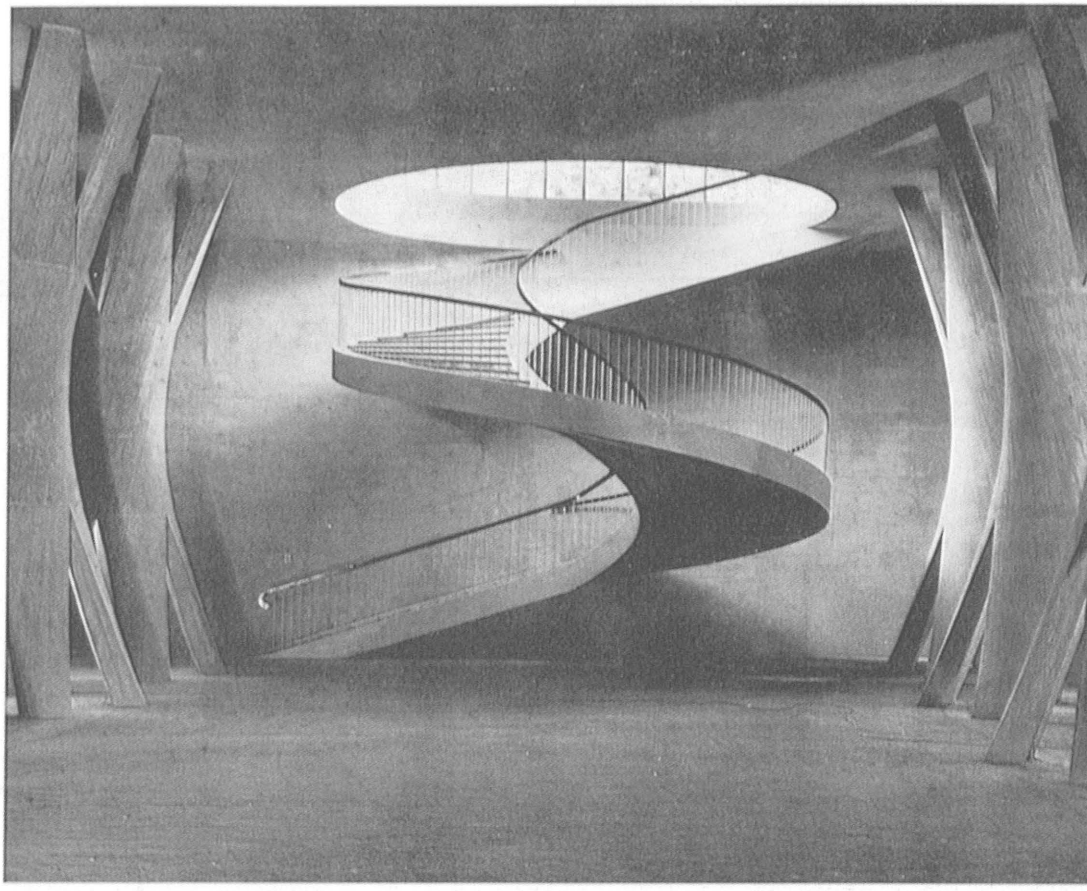
Soluciones singulares

Fuera de esta tipología formal-funcional, el hormigón pretensado ha hecho posible muchas soluciones constructivas y formales que sin su concurso hubiesen sido de muy difícil realización. Pero en este campo los ejemplos son muy numerosos y heterogéneos, por lo que a modo de muestra se señalan sólo tres:

1. Iglesia, de Gandía, cuya estructura está constituida por grandes vigas de sección en L, pretensadas longitudinalmente y rigidizadas por nervaduras transversales.

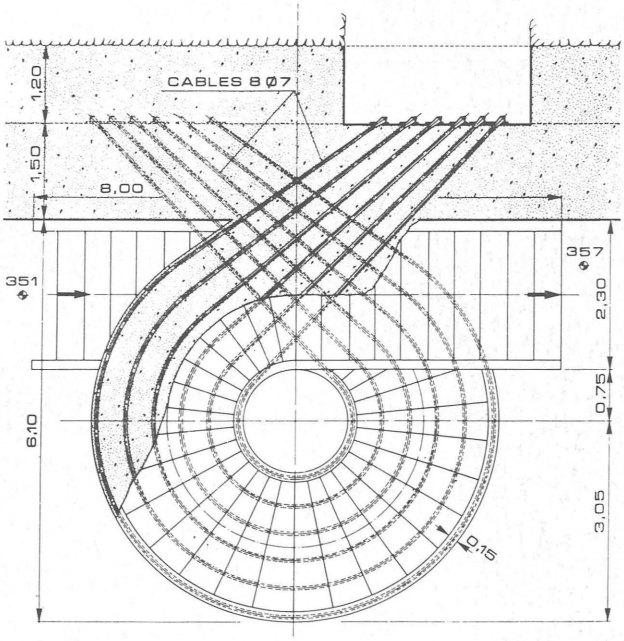
2. Teatro de la Opera, de Sidney, ejemplo destacado de cómo es posible hasta casi lo imposible, si se olvida el planteamiento económico.

3. Escalera helicoidal, con pretensado centrador de esfuerzos en cada sección.



Escalera helicoidal

A. Rebollo, ingeniero

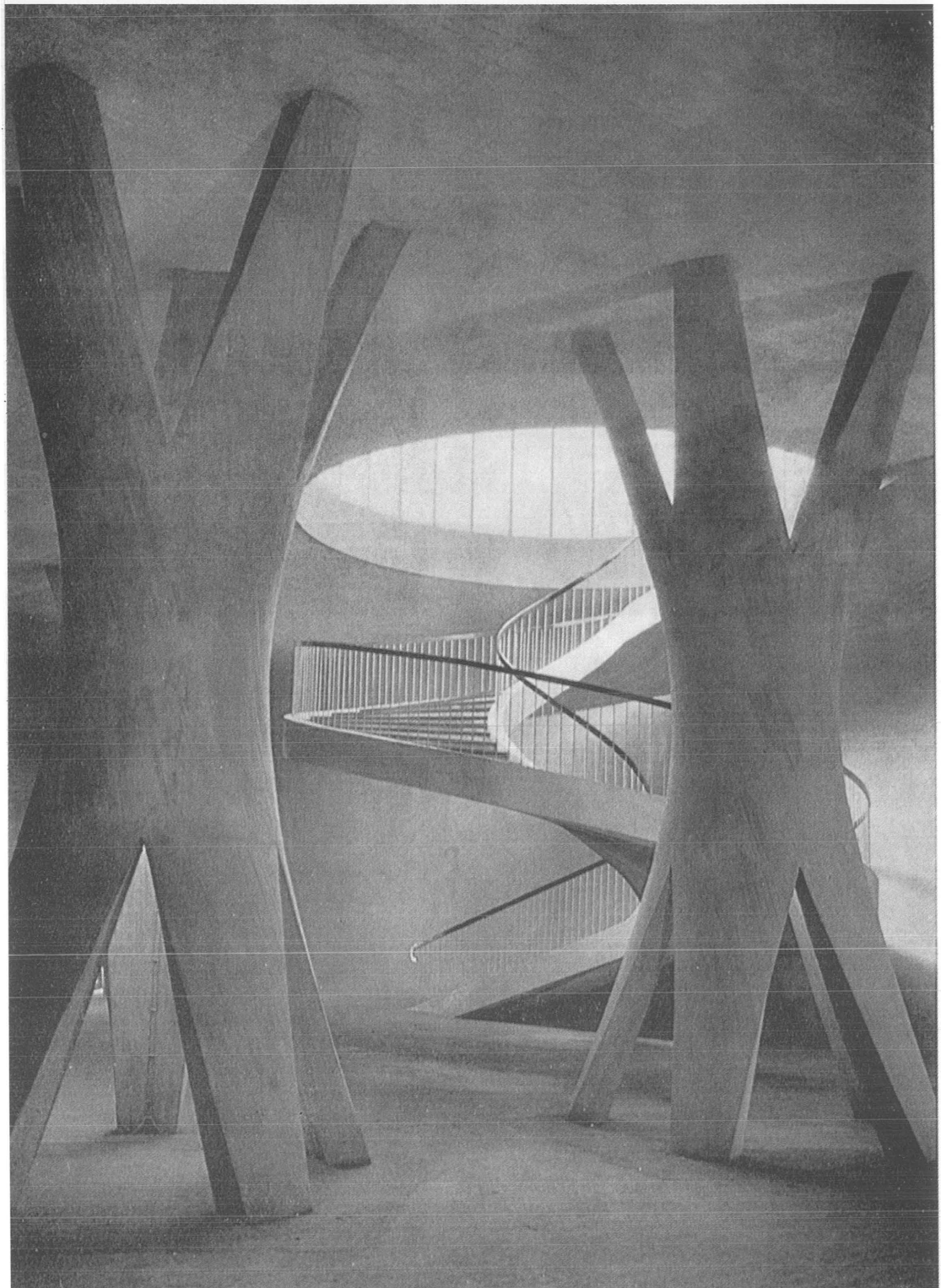


Figs. 25.47 a 25.49.

vista general

planta

Escalera helicoidal postensada
en la presa de Susqueda



a apéndice

tablas

TABLA I. VARIACIONES DE LAS RESISTENCIAS A COMPRESION, EN %, EN FUNCION DE LA EDAD Y TEMPERATURA

TIEMPO en días	RESISTENCIA, EN %, PARA TEMPERATURAS POSITIVAS EN GRADOS CENTIGRADOS										
	1°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
1	1	4	6	10	14	19	24	29	34	40	45
3	5	12	19	25	35	44	52	61	70	79	90
7	16	27	39	50	59	68	76	84	92	99	105
14	33	48	63	75	84	91	97	102	106	—	—
21	45	62	78	90	97	102	106	109	—	—	—
28	55	77	88	100	106	110	—	—	—	—	—

RESISTENCIA-TIEMPO-TEMPERATURA

TABLA II. VALORES DEL COEFICIENTE K_A DEL ESTIMADOR A

UNIFORMIDAD DEL HORMIGON		EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
COEFICIENTE DE VARIACION DEL HORMIGON		0,10	0,15	0,20	0,25
Número de valores medios de amasadas **N**	1	0,836	0,753	0,671	0,589
	2	0,884	0,820	0,753	0,682
	3	0,910	0,859	0,803	0,741
	4	0,928	0,886	0,838	0,784
	5	0,942	0,907	0,867	0,820
	6	0,953	0,924	0,890	0,850
	7	0,962	0,938	0,910	0,877
	8	0,970	0,951	0,928	0,900
	10	0,983	0,972	0,958	0,942
	12	0,993	0,989	0,984	0,976
	14	1,002	1,004	1,005	1,008
	16	1,009	1,016	1,024	1,035
	18	1,016	1,027	1,041	1,059

RESISTENCIA CARACTERISTICA

TABLA III. VALORES DEL COEFICIENTE K_C DEL ESTIMADOR C

UNIFORMIDAD DEL HORMIGON		EXCELENTE	BUENA	REGULAR	MALA
COEFICIENTE DE VARIACION DEL HORMIGON		0,10	0,15	0,20	0,25
Número de resultados medios **N**	6	0,96	0,93	0,90	0,86
	12	0,97	0,95	0,92	0,90
	18	0,97	0,96	0,93	0,91

RESISTENCIA CARACTERISTICA

TABLA IV. COEFICIENTE DE CORRECCION EN FUNCION DE LA FORMA Y DIMENSIONES DE LAS PROBETAS

TIPO DE PROBETA (supuesta con caras refrentadas)	DIMENSIONES	COEFICIENTES DE CONVERSION DE LA PROBETA CILINDRICA DE 15 × 30 cm	
		Límites de variación	Valores medios
Cilindro	15 × 30	1,00	1,00
Cilindro	10 × 20	0,94 a 1,00	0,97
Cilindro	25 × 50	1,00 a 1,10	1,05
Cubo	10	0,70 a 0,90	0,80
Cubo	15	0,70 a 0,90	0,80
Cubo	20	0,75 a 0,90	0,83
Cubo	30	0,80 a 1,00	0,90
Prisma	15 × 15 × 45	0,90 a 1,20	1,05
Prisma	20 × 20 × 60	0,90 a 1,20	1,05

RESISTENCIA A COMPRESION: PROBETAS

TABLA V. VALOR MEDIO ε_0 DE LA RETRACCION Y DEL COEFICIENTE α

AMBIENTE	Humedad relativa aproximada (%)	ε_0	α
En el agua	100	$+ 10 \times 10^{-5}$	30
En atmósfera muy húmeda	90	$- 10 \times 10^{-5}$	5
En ambiente medio	70	$- 25 \times 10^{-5}$	1,5
En atmósfera seca	40	$- 40 \times 10^{-5}$	1,0

RETRACCION

TABLA VI. VALOR BASICO φ_0 DE LA FLUENCIA Y DEL COEFICIENTE α

AMBIENTE	Humedad relativa aproximada (%)	φ_0	α
En el agua	100	0,8	30
En atmósfera muy húmeda	90	1,3	5
En ambiente medio	70	2,0	1,5
En atmósfera seca	40	3,0	1,0

FLUENCIA

TABLA VII

COEFICIENTES K, en kcal/m² · h · °C, DE TRANSMISION DEL CALOR

A) MUROS EXTERIORES

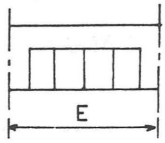
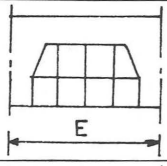
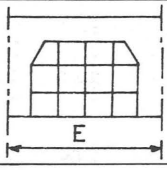
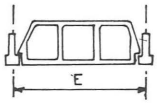
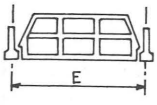
MURO BASE AL EXTERIOR	Espesor del muro base (cm)	COMPLEMENTOS AL MURO BASE									
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
		Sólo el muro base	Con 2 cm de yeso al interior	Con enfoscado de cemento al exterior y yeso al interior	Con cámara de aire de 5 a 12 cm + tabicón de 8 cm + yeso	Con capa aislante 1/K = = 0,83 + 2 cm yeso o cemento	Con capa aislante 1/K = = 0,83 + rasilla de 3 cm + yeso o cemento	Con capa aislante 1/K = = 1,66 + rasilla de 3 cm + yeso o cemento	Con capa aislante 1/K = = 3,32 + rasilla de 3 cm + yeso o cemento	Con cámara de aire de 5 a 12 cm dentro del muro base	Con chapa de piedra al exterior de 4 cm
Hormigón	10	3,6	—	3,0	1,3	0,86	0,80	0,49	0,28	2,09	3,28
	15	3,1	—	2,7	1,2	0,82	0,77	0,47	0,27	1,91	2,86
	20	2,7	—	2,4	1,1	0,79	0,74	0,46	0,27	1,75	2,51
	30	2,2	—	2,0	1,0	0,74	0,69	0,44	0,26	1,52	2,07
	50	1,6	—	1,44	0,87	0,66	0,62	0,41	0,25	1,21	1,53
Bloques de hormigón hechos con áridos normales	20	2,75	2,55	2,14	1,13	0,80	0,74	0,46	0,26	1,77	2,56
	30	2,40	2,25	1,92	1,06	0,76	0,72	0,45	0,26	1,62	2,25
Bloques de hormigón hechos con cenizas	20	2,0	1,90	1,66	0,98	0,72	0,68	0,43	0,25	1,43	1,90
	30	1,86	1,76	1,56	0,94	0,70	0,66	0,43	0,25	1,36	1,77
Bloques de hormigón hechos con áridos de escorias dilatadas o arcillas activadas	20	1,76	1,66	1,49	0,92	0,69	0,64	0,42	0,25	1,30	1,68
	30	1,66	1,60	1,42	0,89	0,67	0,63	0,42	0,25	1,25	1,59

AISLAMIENTO TERMICO
(Sigue)

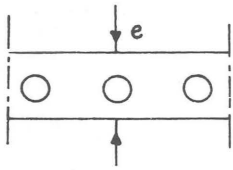
B) MUROS INTERIORES

	ESPESOR (cm)	SOLO MURO BASE	ENLUCIDO A DOS CARAS
Hormigón	10	2,6	2,16
Hormigón	15	2,4	2,05
Hormigón	20	2,2	1,87
Hormigón	25	2,0	1,72
Hormigón	30	1,8	1,57
Hormigón	40	1,5	1,34

C) FORJADOS

CON BOVEDILLAS CERAMICAS	DISTANCIA ENTRE EJES DE VIGUETAS (cm)	SENTIDO DEL FLUJO	ALTURA DE LAS BOVEDILLAS (cm)				
			8	12	16	20	25
	$20 \leqslant E < 40$	↓	2,04	1,02			
		↑	3,03	2,78			
	$E \geqslant 40$	↓	1,96	1,85			
		↑	2,86	2,63			
	$20 \leqslant E < 40$	↓		1,82	1,72	1,64	1,54
		↑		2,56	2,38	2,22	2,04
	$E \geqslant 40$	↓		1,70	1,61	1,54	1,45
		↑		2,32	2,18	2,04	1,88
	$20 \leqslant E < 40$	↓			1,67	1,56	1,47
		↑			2,28	2,08	1,92
	$E \geqslant 40$	↓			1,49	1,43	1,35
		↑			1,96	1,85	1,72
CON BOVEDILLAS DE HORMIGON							
	$E \leqslant 50$	↓		1,92	1,85	1,75	1,72
		↑		2,78	2,63	2,44	2,38
	$50 < E < 70$	↓		1,88	1,82	1,72	1,70
		↑		2,70	2,56	2,38	2,32
	$E \geqslant 70$	↓		1,85	1,79	1,70	1,67
		↑		2,63	2,50	2,32	2,28
	$E \leqslant 50$	↓				1,59	1,51
		↑				2,13	2,00
	$50 < E < 70$	↓				1,54	1,47
		↑				2,04	1,92
	$E \geqslant 70$	↓				1,49	1,43
		↑				1,96	1,85

AISLAMIENTO TERMICO
(Sigue)

GRANDES ELEMENTOS CON ALVEOLOS	SENTIDO DEL FLUJO	ESPESOR e (cm)			
		8	12	16	20
	↓	1,72	1,67	1,51	1,32
	↑	2,38	2,28	2,00	1,67

AISLAMIENTO TERMICO

TABLA VIII. PERDIDAS DE TRANSMISION

MATERIAL	$\overline{TL}$ (db)	Espesor (cm)	Peso (kg/m²)	PERDIDAS DE TRANSMISION (db)					
				125 (c/s)	250 (c/s)	500 (c/s)	1.000 (c/s)	2.000 (c/s)	4.000 (c/s)
Hormigón, 10 cm, doble revoco.	46	10,0	235	34	39	44	49	54	59
Hormigón, 15 cm, doble revoco.	48	15,0	352	36	41	46	51	56	61
Hormigón, 20 cm, doble revoco.	50	20,0	470	38	43	48	53	58	63
Hormigón, 30 cm, doble revoco.	54	30,0	104	42	47	52	57	62	67
Hormigón celular, guarnecido una cara	46	—	220	24	35	47	56	55	—
Hormigón de clínker	23	7,6	83	17	18	22	30	40	—
Hormigón de clínker, guarnecido.	44	7,6	147	27	32	40	52	58	—
Hormigón sin finos, guarnecido..	45	10,0	—	—	—	—	—	—	—
Hormigón sin finos, guarnecido..	50	30,0	—	—	—	—	—	—	—
Hormigón de viruta (madera), guarnecido dos caras	33	9,0	78	31	25	31	32	41	42

AISLAMIENTO ACUSTICO

TABLA IX. COEFICIENTES DE ABSORCION

MATERIAL	NRC	COEFICIENTE DE ABSORCION (α)					
		125 (c/s)	250 (c/s)	500 (c/s)	1.000 (c/s)	2.000 (c/s)	4.000 (c/s)
Hormigón, bloques	0,35	0,30	0,45	0,30	0,25	0,40	0,25
Hormigón, enlucido	0,005	0,004	0,004	0,005	0,006	0,008	0,015
Hormigón normal	0,0175	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,03
Hormigón pintado	0,015	0,01	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02

ABSORCION ACUSTICA

TABLA X. TIPOS, CLASES Y CATEGORIAS DE CEMENTOS

TIPO	CLASE	CATEGORIA	DESIGNACION
PORTLAND	Portland normal	250	P-250
		350	P-350
		450	P-450
	Portland resistente a las aguas selenitosas	250	PAS-250
		350	PAS-350
SIDERURGICO	Portland siderúrgico	250	PS-250
		350	PS-350
	Portland horno alto	250	PHA-250
		350	PHA-350
	Siderúrgico sobresulfatado	250	SF-250
PUZOLANICO	Puzolánico	250	PUZ-250
		350	PUZ-350
ALUMINOSO	Aluminoso	350	CA-350
DE ADICION	Siderúrgico-clínker	150	SC-150
	De adición	150	C-150
NATURAL	Rápido	20	NR-20
	Lento	30	NL-30
		80	NL-80
	Zumaya	—	CZ

TABLA XI-A. PRESCRIPCIONES RELATIVAS A LAS CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS

ENSAYOS	PORTLAND					SIDERURGICOS					PUZOLANICOS		ADICION		NATURALES			ZUMAYA	ALUMINOSOS
	Designación					Designación					Designación		Designación		Rápido	Lentos		Designación	Designación
	P-250	P-350	P-450	PAS-250	PAS-350	PS-250	PS-350	PHA-250	PHA-350	SF-250	PUZ-250	PUZ-350	SC-150	C-150	NR-20	NL-30	NL-80	CZ	CA-350
Finura de molido: *																			
Residuos máximos, %																			
Sobre tamices de:																			
900 mallas, cm^2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	17	17	17	17	—
4.900 mallas, cm^2	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14	16	16	35	35	35	35	14
Super. espc. (Blaine), cm^2:																			
mínimo	2.800	3.500	3.500	2.800	3.500	2.800	3.500	2.800	3.500	—	2.800	3.500	—	—	—	—	—	—	3.500
máximo	3.500	4.200	4.200	3.500	4.200	3.500	4.200	3.500	4.200	—	3.500	4.200	—	—	—	—	—	—	4.200
Peso específico real mínimo ...	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	2,90	2,90	2,90	2,90	—	—	—	2,85	—	—	—	—	—	3,05
Fraguado:																			
Principio después de	45 mn	30 mn	30 mn	45 mn	30 mn	45 mn	45 mn	45 mn	45 mn	45 mn	45 mn	30 mn	45 mn	45 mn	**	35 mn		**	30 mn
Final, antes de	12 hr	10 hr	10 hr	12 hr	12 hr	12 hr	12 hr	12 hr	12 hr	12 hr	12 hr	10 hr	12 hr	12 hr	30 mn	12 hr	30 mn 12 hr	Entre 5-25	7 hr
Expansión máx. autoclave, %	1	1	1	1	1	1	1	1	1	—	1	1	—	—	—	—	—	mn	—
Resistencia kg/cm^2:																			
Mínima a flexotracción a las edades de:																			
1 día	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	41
3 días	—	33	50	—	33	—	33	—	33	—	—	33	—	—	—	—	—	—	—
7 días	37	45	60	37	45	37	45	37	45	37	37	45	27	27	—	—	15	—	—
28 días	56	64	70	56	64	56	64	56	64	56	56	64	43	43	—	—	23	—	53
Mínima a compresión a las edades de:																			
1 día	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	350
3 días	—	179	275	—	179	—	179	—	179	—	—	179	—	—	—	—	—	—	—
7 días	167	250	375	167	250	167	250	267	250	167	167	250	94	94	13	19	50	***	—
28 días	250	350	450	250	350	250	350	250	350	250	250	350	150	150	20	30	80	***	450

* La finura de molido podrá determinarse por el ensayo de tamizado o por el de «superficie específica», siendo suficiente que la muestra cumpla con las condiciones de uno cualquiera de los dos métodos.

** A fijar de acuerdo con el usuario.

*** El cemento Zumaya cuyo fraguado comience después de los 2 minutos, deberá cumplir los límites de resistencia mecánica que se señalan para el cemento natural rápido. En caso contrario, el cemento Zumaya no deberá ensayarse con el método dado en este Pliego para el ensayo de resistencias mecánicas, y no podrá exigírsele, por tanto, que cumpla los límites de resistencia citados.

TABLA XI-B. PRECRIPCIONES RELATIVAS A LA COMPOSICION QUIMICA

ENSAYOS	PORTLAND					SIDERURGICOS					PUZOLANICOS		ADICION		NATURALES			ZUMAYA	ALUMINOSOS
	Designación					Designación					Designación		Designación		Rápido	Lentos		Designación	Designación
	P-250	P-350	P-450	PAS-250	PAS-350	PS-250	PS-350	PHA-250	PHA-350	SF-250	PUZ-250	PUZ-350	SC-150	C-150	NR-20	NL-30	NL-80	CZ	CA-350
Oxido alumínico ... ... (Al_2O_3) mínimo %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	32
Oxido cálcico ... ... (CaO) máximo %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	55	—	—	—	—	—	—
Oxido magnésico ... ... (MgO) máximo %	5	5	5	5	5	—	—	—	—	*	—	—	*	*	—	—	—	2,5	—
Trióxido de azufre ... ... (SO_3) máximo %	4	4	4	4	4	4	4	4	4	12	—	—	4	4	—	—	—	3,5	—
Pérdida al fuego ... ... máximo %	4	4	4	4	4	4	4	4	4	—	—	—	5	—	—	—	—	10	—
Insolubles ... ... máximo %	3	3	3	3	3	3	3	3	3	—	—	—	3	—	—	—	—	—	—
Silicato tricálcico ... ... (C_3S) máximo %	—	**	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Alumin. tricálcico ... ... (C_3A) máximo %	—	18	18	5	5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Indice puzolánico ... ... máximo 7 días ***	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	$< \frac{360}{I\text{-}15}$	$< \frac{360}{I\text{-}15}$	—	—	—	—	—	—	—
Materia inerte total ... ... máximo %	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	35	—	—	—	—	—

* Siempre que en estos cementos el contenido de óxido magnésico sea superior al 5 %, la expansión en autoclave no deberá ser superior al 1 % (0).

** En cemento para presas no debe rebasar el 35 %.

*** Si a los 7 días no cumpliera con este límite, deberá realizarse un contraensayo a 28 días.

(0) Al ser prescriptivo el ensayo de autoclave y la limitación del 1 % correspondiente, para todos los cementos, esta cláusula es superflua.

TABLA XII. RECOMENDACIONES PRACTICAS PA

CONGLOMERANTES	RELATIVAS A LOS PROPIOS CONGLOMERANTES				
	ALMACENAMIENTO	NO MEZCLAR CON	UTILIZABLE EN		INDICADO PARA
			OBRAS DE HORMIGON EN MASA	OBRAS DE HORMIGON ARMADO	
P-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	
P-350	Cuidado		Todas, salvo las de grandes espesores.	Todas.	
P-450	Muy cuidado		— Sólo en casos excecionales. — Nunca en obras de grandes espesores.	Todas, especialmente las que requieran altas resistencias.	— Obras que requieren altas r sistencias iniciales. — Elementos resistentes de p queño espesor.
PAS-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	Obras situadas en terrenos ye feros exentos de sulfato ma nésico.
PAS-350	Cuidado		Todas, salvo las de grandes espesores.	Todas.	
PS-250	Normal	SF-250 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	Obras situadas en ambientes geramente agresivos.
PS-350	Cuidado			Todas.	
PHA-250	Normal	SF-350 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	— Obras situadas en ambient de agresividad moderada. — Obras marítimas, si la co pacidad del hormigón es bu na.
PHA-350	Cuidado			Todas.	
SF-250	Normal	Los demás	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	— Obras situadas en terren yesíferos. — Obras marítimas.
PUZ-250	Normal	SF-350 CA-350	Todas.	Todas, salvo las que requieran altas resistencias.	— Hormigones fabricados c áridos que serían reactiv con los cementos tipo po land. — Obras situadas en ambient de agresividad moderada. — Obras marítimas.
PUZ-350	Cuidado			Todas.	
CA-350	Cuidado	Los demás	— Sólo en casos escepcionales. — Nunca en obras de grandes espesores.	Cuando se requieran muy altas resistencias a las 24 horas.	— Obras situadas en terren yesíferos. — Obras situadas en ambien de agresividad moderada. — Obras marítimas. — Obras a realizar en tien frío. — Obras de carácter refractar

	RELATIVAS AL HORMIGON		
NO INDICADO PARA	AMASADO	CURADO	OTRAS RECOMENDACIONES
ras en ambientes agresivos.	Normal.	Normal.	
Obras en ambientes agresivos. Macizos de gran volumen.	Cuidado.	Cuidado, especialmente en los primeros días.	
Obras en ambientes agresivos. Macizos de gran volumen. Placas de mucho espesor. Elementos en los que sea peligrosa la fisuración por retracción.	Muy cuidado.	Muy cuidado, especialmente en las primeras horas.	
ras en medios que contengan ulfato magnésico.	Normal. Cuidado.	Cuidado, especialmente en los primeros días.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C. — Incrementar los recubrimientos de las armaduras.
Obras en ambientes agresivos o muy secos. Obras que requieren altas resistencias iniciales. Obras en las que no se admita la existencia de manchas.	Normal. Cuidado.	Prolongado. Prolongado y cuidado.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 2° C.
Obras de poco espesor y mucha superficie libre, como pavimentos. Obras en las que no se admita la existencia de manchas.	Normal. Cuidado.	Prolongado y muy cuidado.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C.
Hormigones de consistencia seca. Obras en ambientes muy secos. Obras en contacto con ácidos minerales.	— Imprescindible una perfecta homogeneidad de la mezcla. — Evitar exceso de agua.	Prolongado y muy cuidado.	— No hormigonar con temperaturas menores de + 5° C.
as en ambientes muy agresivos.	Normal. Cuidado.	Prolongado y cuidado, especialmente en climas secos con temperaturas extremas.	
Macizos de gran volumen. Piezas de mucho espesor. Hormigones muy plásticos o fluidos. Obras en ambientes muy agresivos. Dosificaciones menores de 400 kg/m³. Espesores de hormigones superiores a 30 cm.	— Muy cuidado. — Evitar exceso de agua: relación A/C ⩽ 0,4. — No emplear ningún aditivo.	Muy cuidado y enérgico, especialmente en las 24 primeras horas, cuando se trata de piezas de pequeño espesor, o durante 48 horas para piezas de mayores dimensiones.	— Incrementar los recubrimientos de las armaduras. — Compactar cuidadosamente (vibrado). — Prohibir el uso de áridos que contengan álcalis liberables. — Prohibir en la arena el uso de las fracciones inferiores a 0,5 mm. — El hormigón recién amasado deberá mantenerse a una temperatura inferior a 25° C.

TABLA XIII. VALORES DE K_M PARA OBTENER LA RESISTENCIA MEDIA EN FUNCION DE f_{ck}, δ y K_N

CONTROL	N	EN HORMIGONERA			EN CENTRAL
		$\delta = 0{,}10$	$\delta = 0{,}15$	$\delta = 0{,}20$	$\delta = 0{,}10$
REDUCIDO	0	1,80	1,90	2,00	1,50
NORMAL	1	1,65	1,75	1,85	1,30
	2	1,50	1,60	1,65	1,25
	3	1,40	1,50	1,55	1,22
	4	1,30	1,40	1,50	1,20
	5	1,25	1,35	1,45	1,18
	6 ó más	1,20	1,30	1,40	1,16
INTENSO	—	1,15	1,20	1,25	1,10

TABLA XIV. COLORANTES

PIGMENTOS	PUEDEN USARSE	NO PUEDEN USARSE
BLANCOS	Dióxido de titanio. Blanco titanio. Oxido de manganeso. Creta. Caliza blanca. Espato pesado. Blanco fijo.	Blanco zinc. Blanco de plomo.
AMARILLOS	Amarillo de óxido de hierro. Cromato bárico. Amarillo de cadmio. Ocre amarillo de hierro.	Amarillo de cromo. Amarillo de zinc. Amarillo de barita.
ROJOS	Rojo de óxido férrico. Oxido férrico especial. Rojo Falu. Caput Motuum. Rojo inglés. Ocre rojo de hierro.	Minio de plomo. Anaranjado de cromo. Rojo de cadmio. Rojo de cromo.
AZULES	Azul cobalto. Azul coelín. Azul de manganeso. Azul ultramar.	Azul de París. Azul de Berlín. Azul de Prusia. Azul de Milori.
VERDES	Oxido de cromo. Hidróxido de cromo. Verde permanente. Tierra de Verona. Verde ultramar.	Verde cromo. Verde Milori. Verde cobalto.
PARDOS	Oxido de hierro. Tierra de sombra. Tierra de Siena. Ocre pardo.	Otras tierras.
VIOLETAS	Violeta de manganeso. Violeta ultramar.	

TABLA XV. VIBRADORES

TIPO DE VIBRADOR	GENERALMENTE UTILIZADO PARA	FRECUENCIAS COMUNES	VENTAJAS	INCONVENIENTES
INTERNO	Grandes elementos de hormigón en masa. Elementos de hormigón armado.	6.000 a 12.000 r.p.m.	Portátil y, por tanto utilizable en muy diversas circunstancias.	Hay que sostenerle a mano durante la compactación. No es apropiado para pequeños espesores u hormigones muy armados.
DE ENCOFRADO	Ciertos tipos de elementos prefabricados (especialmente de pequeño espesor) con moldes metálicos o de madera.	3.000 a 12.000 r.p.m.	Portátil. Buen acabado superficial.	Efecto de compactación local. Encofrados muy rígidos y caros.
DE SUPERFICIE.	Grandes masas de hormigón de pequeño espesor (carreteras).	1.500 a 4.000 r.p.m.	Portátil. Buen acabado superficial.	No es apropiado para piezas de gran canto.
DE MESA	Elementos prefabricados de pequeño tamaño, producidos en gran número.	3.000 a 6.000 r.p.m.	Pueden proporcionar grandes potencias. Amplitud y frecuencias regulables.	De instalación fija.

COMPACTACION POR VIBRACION

TABLA XVI

TOLERANCIAS DE DIMENSIONES Y POSICION DE ENCOFRADOS

1. DESPLOMES	
1.1. Aristas y paramentos de muros y pilares.	— Cada 3 m ... ... 6 mm Máximo total ... ... 25 mm
1.2. Aristas de soportes de esquina y otros elementos destacados.	— Cada 6 m ... ... 6 mm Máximo total ... ... 12 mm
2. DESNIVELES	
2.1. Intradós de placas, vigas, forjados..., antes de retirar los puntales.	— Cada 3 m ... ... 6 mm — Cada crujía o cada 6 m ... 10 mm Máximo total ... ... 20 mm
2.2. Dinteles, zócalos, umbrales...	— Cada 6 m ... ... 6 mm Máximo total ... ... 12 mm
3. DIMENSIONES	
3.1. Variaciones en la sección transversal de soportes y vigas, y espesor de forjados y muros.	— Por defecto ... ... — 6 mm — Por exceso ... ... + 12 mm
3.2. Variaciones en las dimensiones en planta de las cimentaciones.	— Por defecto ... ... — 12 mm — Por exceso ... ... + 50 mm
3.3. Variaciones en la longitud de pilares, vigas, muros...	± 20 mm
4. PLANEIDAD	
4.1. Desviaciones de la planeidad, medida por la flecha máxima con regla de 2 m de longitud.	8 mm
5. REPLANTEO	
5.1. Variaciones en la dimensión y situación de orificios en forjados o huecos en muros.	— ± 6 mm
5.2. Desplazamiento o excentricidad en la situación de las zapatas.	— 2 % de sus dimensiones — 50 mm
5.3. Desplazamiento entre ejes y pilares.	— ± 5 mm
5.4. Desviación o desplazamiento entre pilares y plantas sucesivas.	—5 % de sus dimensiones en planta — 20 mm

TABLA XVII

VALORES DE LA PRESION MAXIMA Y PROFUNDIDAD DE LA MISMA

VELOCIDAD DEL VERTIDO (m de espesor por hora)	PROFUNDIDAD A LA CUAL SE PRODUCE LA MAXIMA PRESION (m)		PRESION MAXIMA EJERCIDA SOBRE EL ENCOFRADO (kg/m^2)	
	A 21° C	A 10° C	A 21° C	A 10° C
0,60	1,20	1,50	1.650	2.150
0,90	1,45	1,80	2.150	2.400
1,20	1,65	2,10	2.650	3.600
1,50	1,90	2,40	3.200	4.500
1,80	2,10	2,70	3.650	5.100

TABLA XVIII. m^2 DE ENCOFRADO POR m^3 DE HORMIGON DE PILARES

Dimensiones del pilar (cm)	m^2 de encofrado	Dimensiones del pilar (cm)	m^2 de encofrado	Dimensiones del pilar (cm)	m^2 de encofrado
25 × 25	16	40 × 40	10	55 × 55	7,27
30 × 30	13,33	45 × 45	8,88	60 × 60	6,66
35 × 35	11,43	50 × 50	8	65 × 65	6,15
25 × 30	14,66	35 × 40	10,71	45 × 50	8,45
25 × 35	13,72	35 × 45	10,15	45 × 55	8,08
25 × 40	13	35 × 50	9,71	45 × 60	7,77
30 × 35	12,38	40 × 45	9,45	50 × 55	7,64
30 × 40	11,66	40 × 50	9	50 × 60	7,33
30 × 45	11,11	40 × 55	8,64	50 × 65	7,07

TABLA XIX. m^2 DE ENCOFRADO POR m^3 DE HORMIGON EN VIGAS

Dimensiones de la viga (cm)	m^2 de encofrado	Dimensiones de la viga * (cm)	m^2 de encofrado	Dimensiones de la viga (cm)	m^2 de encofrado
20 × 30	8,232	25 × 55	7,632	35 × 45	6,031
20 × 35	8,570	25 × 60	7,666	35 × 50	6,000
20 × 40	8,750	25 × 65	7,692	35 × 55	5,974
20 × 45	8,888	30 × 35	6,666	35 × 60	5,952
20 × 50	9,000	30 × 40	6,666	35 × 65	5,934
20 × 55	9,090	30 × 45	6,666	35 × 70	5,918
20 × 60	9,166	30 × 50	6,666	40 × 45	5,555
25 × 30	7,333	30 × 55	6,666	40 × 50	5,500
25 × 35	7,428	30 × 60	6,666	40 × 55	5,454
25 × 40	7,500	30 × 65	6,666	40 × 60	5,416
25 × 45	7,555	30 × 70	6,666	40 × 65	5,384
25 × 50	7,600	35 × 40	6,071	40 × 70	5,357

* Con forjado empotrado, de 15 cm de espesor.

TABLA XX. m^2 DE ENCOFRADO POR m^3 DE HORMIGON EN MUROS

CARAS ENCOFRADAS	ESPESOR DEL MURO (m)	m^2 DE ENCOFRADO
1	0,30	3,33
1	0,40	2,50
1	0,50	2
1	0,60	1,66
1	0,70	1,43
2	0,30	6,66
2	0,40	5
2	0,50	4
2	0,60	3,33
2	0,70	2,86

TABLA XXI. MADERA MAS USUAL PARA ENCOFRADOS

ELEMENTOS	MADERA
PILARES LIGEROS	Tabla de 2,5 cm. Costales de 10 × 2,5 cm a 0,60-0,80 m.
PILARES MEDIOS	Tabla de 2,5 cm. Costales de 10 × 5 cm a 0,60-0,80 m.
PILARES PESADOS	Tabla de 2,5 cm. Costales de 10 × 7 cm a 0,50-0,70 m.
VIGAS LIGERAS	Tabla de 2,5 cm en los fondos. Tabla de 2,5 cm en los costeros. Sopandas de 10 × 10 cm. Costales de 10 × × 2,5 cm. Puntales de 7 a 10 cm ø.
VIGAS MEDIANAS	Tabloncillo de 5 cm en los fondos. Tabla de 2,5 cm en los costeros. Sopandas de 10 × 10 cm. Costales de 10 × × 5 cm. Puntales de 8 a 12 cm ø.
VIGAS PESADAS	Tablón de 7 cm en los fondos. Tabla de 2,5 cm en los costeros. Sopandas de 10 × 15 cm. Costales de 10 × 7,5 cm. Puntales de 12 a 16 cm ø.

ENCOFRADOS

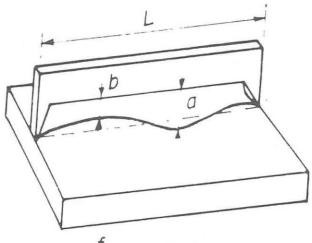
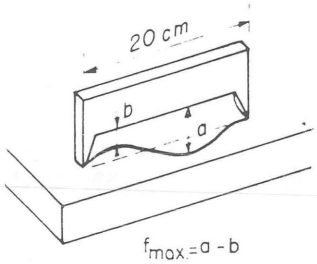
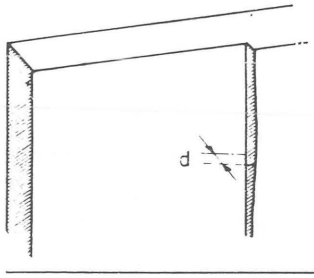
TABLA XXII. PLAZOS MEDIOS DE DESENCOFRADO ($t^0 > 5^0$), EN DIAS

CEMENTO EMPLEADO	PILARES Y MUROS	VIGAS		FORJADOS, LOSAS Y PLACAS
		Costeros	Fondos	
Portland 450-550	1/2	3	14	14
Portland 350 PAS	1	7	21	21
Siderúrgico puzolánico	2	14	28	28

DESENCOFRADO

TABLA XXIII

TOLERANCIAS DE DEFECTOS DE ASPECTO EN LOS HORMIGONES VISTOS

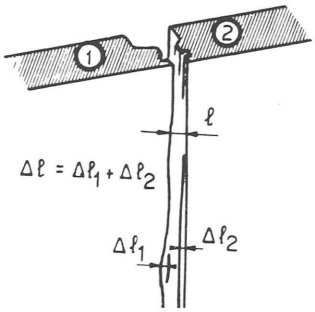
DEFECTO CONSIDERADO	PARAMETROS DE HORMIGON VISTO						
	ESPECIAL		CUIDADO		NORMAL		BRUTO
	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	
1. DEFECTOS DE FORMA							
1.1. Planeidad.							
1.1.1. Del conjunto: en relación con la mayor dimensión de toda la superficie considerada.	0,4 %		0,6 %		1,0 %		
 $f_{max.} = a - b$							
1.1.2. Local: medida con regla de 20 cm, en cualquier dirección.	3 mm		6 mm		10 mm		
 $f_{max.} = a - b$							
1.1.3. Resaltos: variación del valor **d**, que en el caso de superficies planas **d** = 0.	3 mm		6 mm		10 mm		
							

NINGUNA ESPECIFICACION

TABLA XXIII (Continuación)

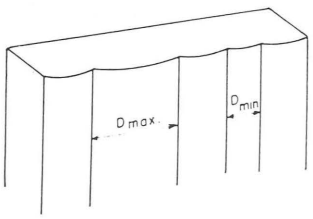
TOLERANCIAS DE DEFECTOS DE ASPECTO EN LOS HORMIGONES VISTOS

DEFECTO CONSIDERADO	PARAMETROS DE HORMIGON VISTO						
	ESPECIAL		CUIDADO		NORMAL		BRUTO
	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	
1.2. Juntas entre pilares: el menor valor de los reseñados, siendo **l** = espesor teórico de la junta.	± 8 mm 0,3 **l**		± 10 mm 0,5 **l**		± 15 mm — 0,7 **l** + **l**		



l = anchura teórica

1.3. Distancia real entre motivos en relación con la distancia teórica: $\mathbf{R} = \frac{\mathbf{D}_{real}}{\mathbf{D}}$	1,1 **R**	0,9 **R**	1,3 **R**	0,7 **R**	1,5 **R**	0,5 **R**	



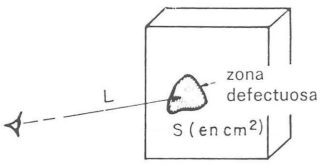
NINGUNA ESPECIFICACION

HORMIGON VISTO
(Sigue)

TABLA XXIII (Continuación)

TOLERANCIAS DE DEFECTOS DE ASPECTO EN LOS HORMIGONES VISTOS

DEFECTO CONSIDERADO	PARAMETROS DE HORMIGON VISTO						
	ESPECIAL		CUIDADO		NORMAL		BRUTO
	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	Cerca	Lejos	
2. DEFECTOS LOCALES SUPERFICIALES							
2.1. Superficie máxima de defectos, en cm^2, en función de la distancia **L**, expresada en metros, desde la cual se ve el hormigón.	3 L		4 L		5 L		
2.2. Los defectos uniformemente espaciados pueden considerarse como motivos (1.3), considerando la distancia teórica igual a la distancia media entre defectos.							
3. CAVIDADES							
3.1. Agrupadas: los grupos de cavidades o burbujas son considerados como defectos locales (2).							
3.2. Repartidas: diferencia máxima tolerada aplicando la escala definida en la tabla XXIV.	2	4	4	6	6	—	
4. VARIACIONES DE TONO Diferencia máxima tolerada aplicando la escala definida en la tabla XXV. Debe emplearse cuando el hormigón esté seco y a la sombra, situado a 3 m del elemento, y la escala pegada a él.	2	2	2	3	3	4	



NINGUNA ESPECIFICACION

TABLA XXIV

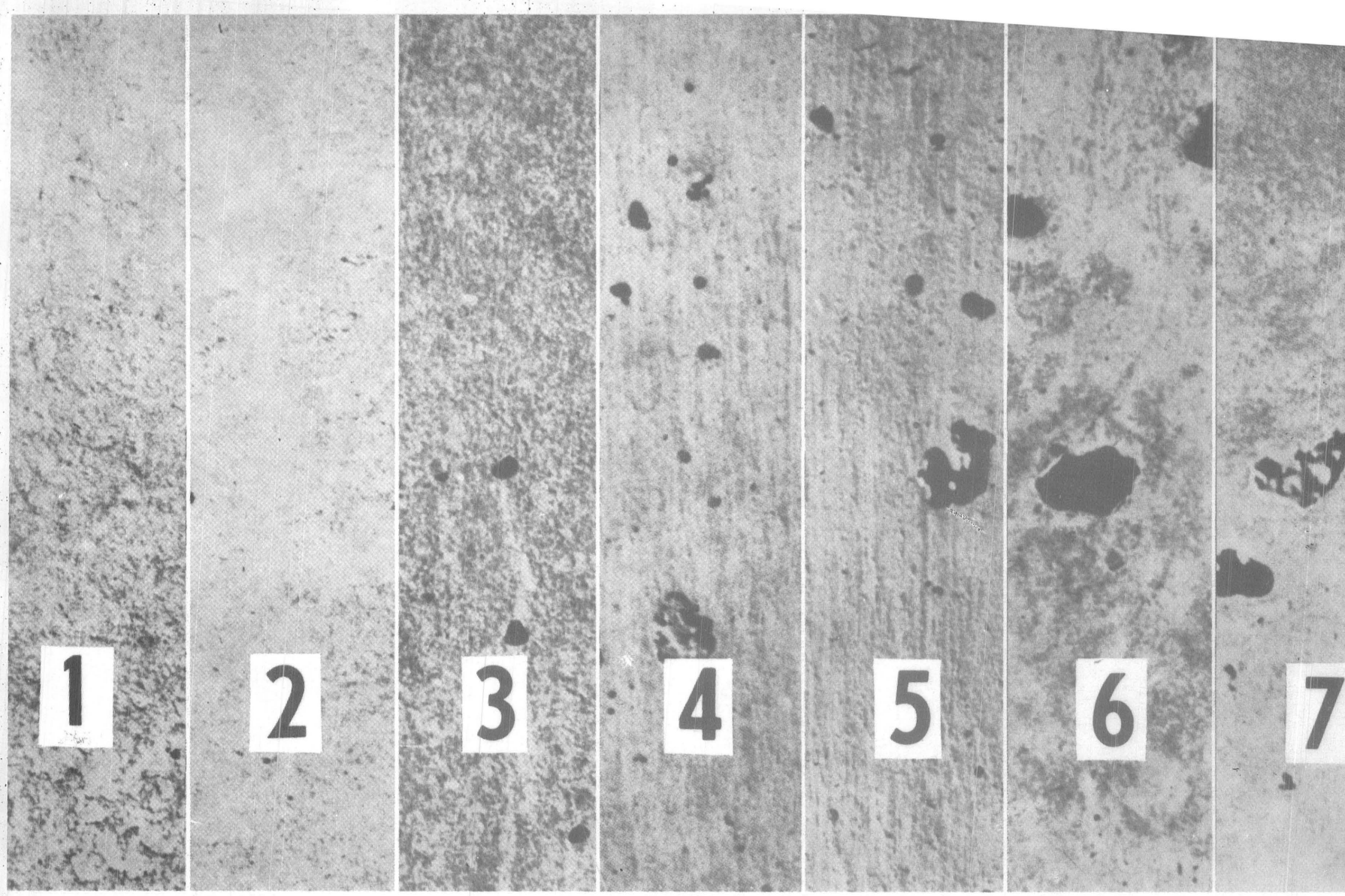
ESCALA DE CAVIDADES REPARTIDAS

HORMIGON VISTO

TABLA XXV

ESCALA DE VARIACIONES DE TONO

HORMIGON VISTO


1
2
3
4
5
6
7

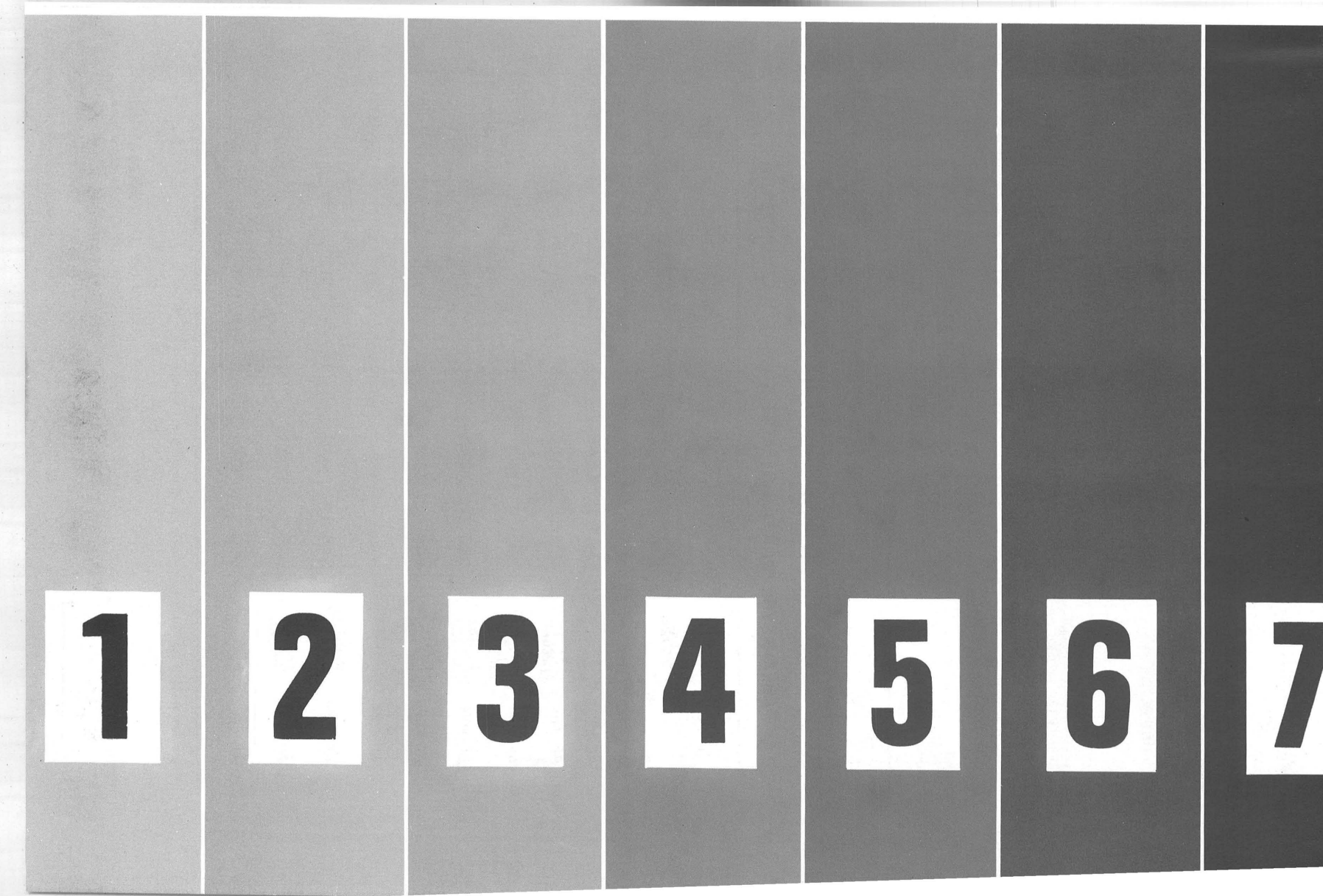

1
2
3
4
5
6
7

TABLA XXVI

SUELOS ESTABILIZADOS CON CEMENTO (SEC) Y SUELO-CEMENTO (SC)

TIPO DE SUELO	Símbolo de la clasificación modificada de Casagrande	DOSIFICACION DE CEMENTO			
		SEC		SC	
		%	kg/m³	%	kg/m³
Grava-arena	GW-GP-SW	4-7	80-120	5-8	100-140
Arena y arena cohesiva	SC-SP-SF	6-10	120-160	7-10	120-180
Arena monogranular ...	SU	8-12	150-200	9-14	170-240
Limo	ML-OL	7-12	120-200	—	—
Arcilla	CH-OH	10-16	180-240	—	—

SUELO-CEMENTO

TABLA XXVII. BARRAS DE ACERO LISAS Y CORRUGADAS

DESIGNACION	Clases de acero	Límite elástico f_y (kp/cm²) ≮	Carga unitaria de rotura f_s (kp/cm²) ≮	Alargamiento de rotura (% sobre base de 5 ∅) ≮	Relación f_s/f_y en ensayo ≮	∅ MANDRIL	
						Doblado simple	Doblado desdoblado
AE 22L	—	2200	3400	23	1,25	1 ∅ *	2 ∅ *
AE 42N	Dureza natural	4200	5500	18	1,25	3 ∅	6 ∅
AE 42F	Estirado en frío	4200	5000	12	1,10		
AE 46N	Dureza natural	4600	6000	16	1,25	3,5 ∅	7 ∅
AE 46F	Estirado en frío	4600	5500	11	1,10		
AE 50N	Dureza natural	5000	6500	14	1,20	4 ∅	8 ∅
AE 50F	Estirado en frío	5000	6000	10	1,10		
AE 60N	Dureza natural	6000	7200	12	1,15	5 ∅	10 ∅
AE 60F	Estirado en frío	6000	6600	8	1,10		

* Para barras ∅ > 16 mm y f_s > 4.500, los diámetros del mandril serán dobles (2 ∅ y 4 ∅).

ARMADURAS

TABLA XXVIII. MALLAZOS

DESIGNACION DE LAS BARRAS	Límite elástico f_y (kp/cm²) ≮	Carga unitaria f_s (kp/cm²) ≮	Alargamiento de rotura (∅ sobre base de 5 ∅) ≮	Relación en ensayo f_s/f_y ≮
AE 50T	5000	5500	10	1,05
AE 60T	6000	6600	8	1,05

ARMADURAS

TABLA XXIX. LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS LISAS

HORMIGON	n_1	n_2	n_3	n_4
H-125	52	44	24	12
H-150	48	40	22	11
H-175	44	36	20	10
H-200	40	32	18	9
H-225	36	28	16	8
H-250	32	24	14	7
H-300	28	20	12	6

ANCLAJES

TABLA XXX. LONGITUDES DE ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS

HORMIGON	$f_{yk} = 4200$				$f_{yk} = 4.600$				$f_{yk} = 5.000$			
	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4	m_1	m_2	m_3	m_4
H-125	25	20	15	10	28	21	17	11	—	—	—	—
H-150	23	18	14	10	25	19	15	10	28	21	17	11
H-175	21	16	13	9	23	18	14	10	26	19	15	10
H-200	20	15	12	8	22	17	13	9	24	18	14	10
H-225	19	14	11	8	21	16	13	9	23	17	14	9
H-250	18	13	11	7	20	15	12	8	21	16	13	9
H-300	17	12	10	7	19	14	11	8	20	15	12	8

ANCLAJES

TABLA XXXI. COEFICIENTES DE SEGURIDAD Y CONTROL

		γ_s	γ_c	γ_f		
CONTROL DEL ACERO	Sistemático	1,1		DAÑOS MINIMOS Y EXCLUSIVAMENTE MATERIALES [1]	DAÑOS MEDIOS [2]	DAÑOS MUY IMPORTANTES [3]
	No sistemático	1,15				
	Sin ensayos	1,2				
CONTROL DEL HORMIGON	Sistemático en prefabricación industrial		1,4			
	Mediante probetas en obra		1,5			
	Sin rotura de probetas		1,7			
CONTROL DE LA EJECUCION	INTENSO			1,4	1,5	1,7
	NORMAL			1,5	1,6	1,8
	REDUCIDO			1,7	1,8	—

[1] Silos, acequias, obras provisionales, etc.
[2] Puentes, edificios, etc., de tipo ordinario.
[3] Teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.

CONTROL

TABLA XXXII. ENSAYOS DE HORMIGON

ENSAYOS DE COMPRESION	PREVIOS	CARACTE-RISTICOS	DE CONTROL	DE INFORMACION		
				Tipo **a**	Tipo **b**	Tipo **c**
Ejecución de probetas	En laboratorio	En obra	En obra	Extraídas del hormigón endurecido	En obra	
Conservación de probetas	En cámara húmeda	En agua o cámara húmeda	En agua o cámara húmeda		En condiciones análogas a las de la obra	
Tipo de probetas	Cilíndricas 15 × 30	Cilíndricas 15 × 30	Cilíndricas 15 × 30	Cilíndricas o cúbicas, de dimensiones función del tamaño del árido	Cilíndricas 15 × 30	
Edad de las probetas	28 días	28 días	28 días	Variable		
Número mínimo de probetas	4 × 3 = 12	6 × 3 = 18	Según tipo de control	A establecer		
Obligatoriedad	No siempre preceptivos	Preceptivos, salvo excepción expresa	Siempre preceptivos, salvo control reducido	No preceptivos, salvo excepción		
Observaciones	Están destinados a establecer la dosificación inicial de obra	Están destinados a sancionar la dosificación definitiva y los medios de obra	A veces deben completarse con ensayos de información tipo **a** o tipo **c**	Están destinados a conocer la resistencia real del hormigón a una cierta edad		

ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS (métodos muy diversos)

TABLA XXXIII

RESISTENCIA CARACTERISTICA ESTIMADA: VALORES DE K_N

N	HORMIGONES FABRICADOS EN HORMIGONERA	HORMIGONES FABRICADOS EN CENTRAL
1	0,67	0,84
2	0,75	0,88
3	0,80	0,91
4	0,84	0,93
5	0,87	0,94
6	0,89	0,95
7	0,91	0,96
8	0,93	0,97
10	0,96	0,98
12	0,98	0,99
14	1,00	1,00
16	1,02	1,01
18	1,04	1,02

CONTROL

TABLA XXXIV

TOLERANCIAS DE DIMENSIONES Y POSICION DE LAS ARMADURAS

— En la longitud de las barras cortadas	± 25 mm
— En la distancia entre los tramos superior e inferior de las barras dobladas	+ 0 — 12 mm
— En la dimensión total de los cercos, o zunchos	+ 12 mm
— En los recubrimientos o en la posición de la armadura cuando afecta al canto útil del elemento trabajando a flexión:	
a) En placas u otros elementos cuya dimensión transversal, en la dirección de la tolerancia, no exceda de 20 cm	± 6 mm
b) En elementos de más de 20 cm de canto, pero menos de 60 cm ...	± 12 mm
c) En elementos de más de 60 cm de canto	± 25 mm
— Distancia horizontal mínima entre barras paralelas	— 6 mm
— Variaciones en la posición de las barras en dirección transversal	50 mm
— Variaciones en la posición de las barras en dirección longitudinal	± 50 mm
— En la distancia entre ganchos extremos de las barras:	
— Para diámetros inferiores a 25 mm	± 12 mm
— Para diámetros iguales o superiores a 25 mm	± 25 mm

COLOCACION DE ARMADURAS

TABLA XXXV. CUANTIA DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

ESPESOR DE LA LOSA DE HORMBIGON h_0 (cm)	AREA DE LA ARMADURA DE REPARTO A_s (en cm²/m) CON ACERO DEL TIPO			
	AE-22	AE-42	AE-50	AE-60
⩽ 4	1,00	0,52	0,44	0,37
6	1,50	0,79	0,68	0,56
8	2,00	1,06	0,88	0,78
10	2,50	1,31	1,10	0,90

TABLA XXXVI. ANCHURA DE LA CABEZA DE COMPRESION ($b_c - b_w/2$) QUE DEBE TOMARSE A UNO Y OTRO LADO DE CADA NERVIO, CON CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA

TABLA DE VALORES ($b_c - b_w/b - b_w$)

VALORES DE (h_f/h)	VALORES DE (l/b_w)	VALORES ($2\,l/b - b_w$)								
		0	1	2	3	4	6	8	10	> 10
Cabeza de compresión sin rigidez a flexión	—	0	0,19	0,38	0,57	0,71	0,85	0,96	0,99	1,00
0,10	10	0	0,19	0,38	0,57	0,72	0,89	0,96	1,00	1,00
	50	0	0,19	0,39	0,58	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	100	0	0,21	0,42	0,60	0,73	0,89	0,96	1,00	1,00
	150	0	0,24	0,45	0,62	0,75	0,90	0,96	1,00	1,00
	200	0	0,27	0,48	0,64	0,77	0,90	0,96	1,00	1,00
0,15	10	0	0,13	0,39	0,58	0,72	0,89	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,23	0,44	0,62	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,31	0,53	0,68	0,78	0,91	0,97	1,00	1,00
	150	0	0,37	0,61	0,74	0,83	0,92	0,97	1,00	1,00
	200	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,93	0,98	1,00	1,00
0,20	10	0	0,21	0,42	0,61	0,74	0,90	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,30	0,54	0,71	0,82	0,92	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,41	0,66	0,80	0,87	0,94	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,44	0,71	0,85	0,91	0,96	0,98	1,00	1,00
	200	0	0,45	0,74	0,89	0,93	0,97	0,99	1,00	1,00
0,30	10	0	0,28	0,50	0,65	0,77	0,91	0,97	1,00	1,00
	50	0	0,42	0,69	0,83	0,88	0,93	0,97	1,00	1,00
	100	0	0,45	0,74	0,90	0,94	0,98	0,98	1,00	1,00
	150	0	0,45	0,76	0,92	0,95	0,97	0,99	1,00	1,00
	200	0	0,47	0,77	0,92	0,96	0,98	0,99	1,00	1,00

TABLA XXXVII. FACTOR K PARA DETERMINAR LA ANCHURA EFICAZ EN FUNCION DEL VALOR DE LA TABLA ANTERIOR, SI ACTUA UNA CARGA CONCENTRADA DE ANCHO a

	VALORES DE $[l/½ \cdot (b - b_w)]$		
	0	10	20
$a \geqslant (1/10)$	$K = 1$	$K = 1$	$K = 1$
$0 < a < (1/10)$	Interpolación lineal entre $K = 1$ y el valor correspondiente de la fila inferior		
$a \simeq 0$	$K = 0,6$	$K = 0,7$	$K = 0,0$

FORJADOS NERVADOS

TABLA XXXVIII. RELACION canto/luz A PARTIR DE CUYOS VALORES ES PRECISO COMPROBAR LA FLECHA

	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Tramos simplemente apoyados	1/24	1/20	1/16	1/24
Tramos continuos en extremos	1/28	1/24	1/20	1/18
Voladizos	1/16	1/14	1/12	1/10

FORJADOS

b bibliografía

ANGERER, Fred: *Construcción laminar.* Gustavo Gili, Barcelona, 1964.

ASCE-IAEBSE: *Conferencia Regional sobre Edificios de Altura.* Tipografía Artística, Madrid, 1973.

ATEP: *Hormigón pretensado. Realizaciones españolas.* I.E.T.c.c., Madrid, 1970-1974.

CAMUÑAS, Antonio: *Materiales de Construcción.* Guadiana, Madrid, 1965.

CASSINELLO, Fernando: *Hormigones.* Apuntes de clase. ETSAM, Madrid, 1974.
— *El Arquitecto y la estructura.* I.E.T.c.c., Madrid, 1970.

CEIA: *El hormigón en la Construcción.* Vila, S. L., Valencia, 1967.

— *I^as Jornadas Técnicas Nacionales de Cimentaciones.* Hijos de S. Durá, Valencia, 1970.

CIB-CEB: *Cofrages.* C.S.T.C., París, 1973.

COMISIÓN PERMANENTE DEL HORMIGÓN: *E.H.-73. Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado.* M.O.P., Madrid, 1973.

I.E.T.c.c.: *S.C.-64. Pliego General de Condiciones Facultativas para la ejecución de suelo-cemento.* I.E.T.c.c., Madrid, 1964.

— *P.C.C.H.-64. Pliego de Condiciones para la recepción de conglomerantes hidráulicos.* I.E.T.c.c., Madrid, 1964.

JOEDICKE, Jürgen: *Les structures en voiles et coques.* Vicent, Freal & Cie., París, 1963.

KÜNZEL, Wilhelm: *Le béton apparent dans la construction.* Eyrolles, París, 1966.

LLOYD WRIGHT, Frank: *The Story of the Tower.* Horizon Press, New York, 1956.

MICHAELS, Leonard: *Contemporary Structure in Architecture.* Reinhold P. C., New York, 1950.

MORÁN, Francisco: *Cálculo de secciones de hormigón armado, sometidas a solicitaciones normales, en el estado límite último.* I.E.T.c.c., Madrid, 1972.

NEDERLANDESE CEMENTINDUSTRIE: *Betoniek,* I, II y III. M.C.I., Amsterdam, 1970, 1972 y 1974.

RÜHLE, Hermann: *Räumliche Dachtragwerke Konstruktion und Ausführung.* V.E.B. Verlag, Berlín, 1969.

SNOW, Frederick: *Formwork for Modern Structures.* Chapman and Hall, London, 1965.

SCHWING: *Hormigón bombeable y bombas de hormigonar.* F. Wilh, Eickel, 1969.

TOBÍO, José M.ª: *Ensayos no destructivos.* I.E.T.c.c., Madrid, 1967.

— *El aislamiento y acondicionamiento acústico en la edificación.* I.E.T.c.c., Madrid, 1960.

TORROJA, Eduardo: *Obras de hormigón armado de Eduardo Torroja.* Unión Poligráfica, Madrid, 1936.

— *Representación iconográfica de estructuras de hormigón armado normales en edificación. I.E.T.c.c.,* Madrid, 1947.

— *Razón y ser de los tipos estructurales.* I.E.T.c.c., Madrid, 1970.

VENUAT, Michel: *Aditivos y tratamientos de morteros y hormigones.* Editores Técnicos Asociados, Barcelona, 1972.

REVISTAS:

Beton Prisma. Deutschen Zementindustrie.

Bulletin. I.A.S.S.

FIP Notes. F.I.P.

Hormigón y Acero. A.T.E.P.

Informes de la Construcción. I.E.T.c.c.

Photo News. Cembureau.

PROPAGANDA:

De diversas empresas constructoras y firmas comerciales.